

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	せん断力を受ける各種アンカーボルトとその周辺コンクリートの力学的挙動に関する研究
Title(English)	Study on Mechanical Behavior of Headed Anchor Bolt and Bonded Anchor Bolt, and Surrounding Concrete under Shear Force
著者(和文)	白井佑樹
Author(English)	Yuki Shirai
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第10198号, 授与年月日:2016年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:坂田 弘安,山田 哲,山中 浩明,河野 進,吉敷 祥一
Citation(English)	Degree:, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第10198号, Conferred date:2016/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

平成 27 年度 学位論文

せん断力を受ける各種アンカーボルトと
その周辺コンクリートの力学的挙動に関する研究

Study on Mechanical Behavior of
Headed Anchor Bolts and Bonded Anchor Bolts, and Surrounding Concrete
under Shear Force

指導教員

坂田弘安 教授 山田 哲 教授

東京工業大学 総合理工学研究科
環境理工学創造専攻 坂田弘安研究室

白井 佑樹

要旨

本論文は「せん断力を受ける各種アンカーボルトとその周辺コンクリートの力学的挙動に関する研究」と題し、コンクリートに埋込まれた頭付きアンカーボルトと接着系アンカーボルトがせん断力およびせん断力と引張力の組合せ応力を受ける場合の耐力と剛性の算定法を提案し、その適用性を示したものであり、以下の 6 章から構成されている。

第 1 章「序論」では、コンクリート系構造物において接合要素として頭付きアンカーボルトおよび接着系アンカーボルトを用いる場合、これらがせん断力を受けるときの耐力および剛性の把握が、接合部の性能把握を行う上で重要であることを述べ、アンカーボルトがせん断力と引張力の組合せ応力を受ける場合にも同様に耐力および剛性の検討が必要であることを指摘するとともに、既往の研究ではこれらに対する定量的な算定法の確立には至っていないことを述べた。以上を踏まえ、せん断力およびせん断力と引張力の組合せ応力を受ける各種アンカーボルトの耐力と剛性に対して、精度のよい算定法を提案することが本研究の目的である。

第 2 章「せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験」では、コンクリートに埋込まれた頭付きアンカーボルトを対象に、ベースプレート接合部を模した試験体を作成してアンカーボルトにせん断力を与える載荷実験を行い、その力学的挙動を把握した。実験の結果、せん断力を受ける頭付きアンカーボルトは、コンクリート内部で曲げヒンジを形成し降伏したが、その後も荷重は増大し、最終的にコーン状破壊に至った。また、せん断力-軸直交変位関係における剛性は、はしあき距離がアンカーボルト径の 3 倍以上であれば変化しなかった。

第 3 章「せん断力を受ける各種アンカーボルトの耐力と剛性の評価」では、第 2 章の実験結果を踏まえてせん断力を受ける頭付きアンカーボルトの耐力およびせん断力-軸直交変位関係における剛性を算定した。コーン状破壊耐力は、各種合成構造設計指針により精度よく算定できることを確認した。アンカーボルトの曲げ降伏耐力および剛性の算定に対しては、弾性床土梁理論を適用した。コンクリートの材料特性に基づいて弾性床ばねに対するコンクリート反力係数の算定式を提案し、実験結果と比較することで、コンクリート内のアンカーボルトの変形性状を再現できていることを確認したうえで、曲げ降伏耐力、剛性を精度よく算定できた。さらに、接着系アンカーボルトに対して弾性床土梁理論を適用するために接着剤反力係数の算定法を提案し、既往の実験結果と比較することで本算定法が有用であることを示した。

第 4 章「組合せ応力を受ける各種アンカーボルトの載荷実験」では、コンクリートに埋

込まれた頭付きアンカーボルトおよび接着系アンカーボルトに、せん断力と引張力の組合せ応力を与える載荷実験を行った。せん断力と引張力の組合せ応力を受ける場合は、せん断力のみを受ける場合と比較して、接着系アンカーボルトの破壊性状は変化するが、頭付きアンカーボルトでは引張力に対して頭部の支圧のみで抵抗し、破壊性状が変化しなかった。また、引張力が作用すると、コーン状破壊耐力が低下する傾向にあった。

第5章「組合せ応力を受ける各種アンカーボルトの耐力と剛性の評価」では、第4章の実験結果を踏まえて組合せ応力を受ける頭付きアンカーボルトと接着系アンカーボルトの耐力およびせん断力-軸直交変位関係における剛性を算定した。アンカーボルト破断時と付着割裂破壊時の耐力は、各種合成構造設計指針によりある程度よい精度で算定できるが、アンカーボルト破断に対して弾性床上梁理論を適用することで算定の精度が向上した。一方、コーン状破壊耐力に対しては、各種合成構造設計指針によると危険側に算定したため、各種合成構造設計指針を準用して組合せ応力による影響を考慮した算定式を提案した。提案算定式は実験結果とよい対応を示した。アンカーボルトの曲げ降伏耐力および剛性の算定を第3章と同様に弾性床上梁理論により算定し、引張力による影響をアンカーボルトの $N-M$ 相関関係を用いることで定量化する方法を提案した。実験結果との比較により、算定式が有用であることを確認した。

第6章「結論」では、以上の各章で得られた成果を総括して述べた。

目次

第 1 章	序論	
1.1.	研究背景	1
1.2.	既往の研究	3
1.3.	研究の目的と対象	4
1.4.	本論文の構成と各章の目的	5
第 2 章	せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験	
2.1.	はじめに	9
2.2.	単調載荷実験	10
2.3.	繰返し載荷実験	23
2.4.	おわりに	53
第 3 章	せん断力を受ける各種アンカーボルトの耐力と剛性の評価	
3.1.	はじめに	55
3.2.	終局耐力評価	56
3.3.	弾性床上梁理論 (BEFT) による剛性評価	66
3.4.	降伏耐力評価	97
3.5.	おわりに	100
第 4 章	組合せ応力を受ける各種アンカーボルトの載荷実験	
4.1.	はじめに	103
4.2.	組合せ載荷実験	104
4.3.	おわりに	124
第 5 章	組合せ応力を受ける各種アンカーボルトの耐力と剛性の評価	
5.1.	はじめに	125
5.2.	終局耐力評価	126
5.3.	弾性床上梁理論 (BEFT) による剛性評価	138
5.4.	降伏耐力評価	145
5.5.	まとめ	153
第 6 章	結論	
6.1.	結論	155

付録 実験結果 破壊性状	157
--------------------	-----

第 1 章

序論

1.1. 研究背景

アンカーボルトは、頭付きアンカーボルト、接着系アンカーボルト（写真 1.1）に代表されるように、一方をコンクリート系材料から成る鉄筋コンクリート構造等の部材に埋め込むことでコンクリート系材料と接合し、他方を鋼材料部材と機械式接合や溶接接合、またはコンクリート系材料部材に埋め込むことで接合し、これら両部材を一体化する要素として広く使われている。アンカーボルトの種類^{1.1)}は、コンクリートへの取付け方法によって分類され、コンクリート打設前に所定に位置に設置し、コンクリートの凝結・硬化によって接合する先付けアンカーボルトと、コンクリートの硬化後、所定の埋込み位置に穿孔を行い、その孔内にアンカーボルトを固着・固定することで接合する後付けアンカーボルトがある。頭付きアンカーボルトは先付けアンカーボルトに、接着系アンカーボルトは後付けアンカーボルトに分類される。



(a) 頭付きアンカーボルト



(b) 接着系アンカーボルト

写真 1.1 各種アンカーボルト形状

アンカーボルトの用途として、設備機器の取付けといった比較的軽微な例から、鉄骨造柱脚のコンクリート基礎への接合、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強における新設耐震要素の接合といった構造的に重要な例まで広く挙げられる。そのため、日本国内外で実験研究^{例えば 1.2)}、数値解析研究^{例えば 1.3)}が行われてきた。

アンカーボルトは接合要素として、せん断力、引張力、またはそれらの組合せ応力を伝

第1章 序論

達させる必要がある。なお圧縮力は一般的に接合された部材同士が接触することで面圧によって応力が伝達される。

アンカーボルト、及び周辺コンクリートの設計、及び既往研究ではその強度の算定に重点が置かれており、変形・変位に関わる剛性や降伏耐力について考慮されていない。特にせん断応力を受けるアンカーボルトが終局強度に達するまでに大きな変形が生じるため、アンカーボルトで一体化した部材間のずれ変位を把握するには、アンカーボルトのせん断応力と軸直交変位の関係における剛性の算定が重要となる。耐震補強でアンカーボルトを用いて耐震性が乏しい既存建築物に新設耐震要素を接合する場合、アンカーボルトに終局強度を期待して設計を行うと既存建築物と新設要素間の変位が大きくなってしまう。そのため耐震補強ではずれ変位2.0mm(アンカーボルトと一方のコンクリート間の変位は1.0mm)時のせん断耐力を用いて設計がなされている^{1.4)}。アンカーボルトで接合された箇所の構造設計や数値解析シミュレーションを行う場合、その剛性が不明確なため、ピン接合や剛接合と仮定される場合が多く、実現象における挙動を十分に評価できない。

また、既往研究の多くは、実験によりアンカーボルトにせん断力^{1.5)}もしくは引張力^{6.7)}のみが作用する条件を扱っており、せん断力と引張力が複合的に作用する組合せ応力下での実験は少ない^{1.8-10)}。またこれらの実験の多くはアンカーボルトの破断に着目したものであり^{1.8,9)}、コンクリートのコーン状破壊に言及したもの^{1.10)}は少ない。アンカーボルトの設計方法を示した各種合成構造設計指針・同解説^{1.1)}においてもこれを引用するに止まっている。過去の地震でも見られた被害であるが、東北地方太平洋沖地震では写真1.2のような、アンカーボルトに引張力とせん断力が作用することによって引き起こされたと考えられるアンカーボルトの破断や拔出し、コンクリートのコーン状破壊が報告されている^{1.11-13)}。アンカーボルト、及び周辺コンクリートが破壊すると応力を伝達することができなくなるため、これらの被害を防止するためにも、組合せ応力下でのアンカーボルトとその周辺コンクリートの力学的性状に関する幅広い検討が必要である。



(a) アンカーボルトの破断



(b) コンクリートの破壊

写真1.2 東北地方太平洋沖地震での被害

1.2. 既往の研究

1.2.1 セン断力を受ける各種アンカーボルトについて

日本建築学会は各種アンカーボルトの設計指針として、各種合成構造設計指針^{1.1)}を刊行している。各種アンカーボルトの設計に関する基本的に設計概念が示されている。この中で提案されている設計式は、既往研究での実験結果を参考に定められている。せん断力を受ける場合以外についても述べられている。

河野ら^{1.2)}は、頭付きアンカーボルトを対象にして、そのせん断耐力算定を目的としたせん断載荷実験を行った。実験パラメータははしあき距離である。実験ではコンクリートのコーン状破壊とアンカーボルトの破断が確認された。はしあき距離を要因とした耐力算定式を提案しているが、破壊モードによらない提案式となっている。その後の文献^{1.15)}では、コンクリートのコーン状破壊耐力を各種合成構造設計指針^{1.1)}に示されているような有効投影面積の考え方に基づいて導出している。

伊藤ら^{1.15)}は、接着系アンカーボルトを対象にして、アンカーボルトの軸直交変位が1.0mm時のせん断耐力算定を目的にせん断載荷実験を行った。アンカーボルト径や接着剤種類等を実験パラメータに約300体の試験体を用意した。実験結果を回帰分析することで、実験式を提案している。

1.2.2 セン断力に加え引張力を受ける各種アンカーボルトについて

中島ら^{1.8,9)}は、組合せ荷重が作用する頭付きアンカーボルトを対象に、その終局耐力算定を目的とした組合せ載荷実験を行った。実験パラメータはせん断応力と引張応力の比である。実験ではアンカーボルトの破断が生じ、そのときの耐力は各種合成構造設計指針^{1.1)}に示されているようなせん断応力と引張応力の相互の影響を勘案することで評価できることを示した。

Patrik et al.^{1.10)}は、組合せ荷重が作用する頭付きアンカーボルトを対象に、その終局耐力算定を目的とした組合せ載荷実験を行った。実験パラメータはせん断応力と引張応力の比である。実験ではコンクリートのコーン状破壊が生じ、そのときの耐力は各種合成構造設計指針^{1.1)}に示されているようなせん断応力と引張応力の相互の影響を勘案することで算定できることを示した。

1.3. 研究の目的と対象

本論は、頭付きアンカーボルトと接着系アンカーボルトを対象に、アンカーボルトの一方がコンクリートに接合されている使用条件下を想定して、せん断力、及びせん断力と引張力の組合せ応力を受けるときの両アンカーボルト、及び周辺コンクリートの力学的挙動の把握とその算定を目的としている。

本論では、アンカーボルトとその周辺コンクリートを取り出した試験体を製作し、アンカーボルトにせん断力、または組合せ応力を与える実験を行った。対象とするアンカーボルトは、鉄筋コンクリート用棒鋼の丸鋼、あるいは一般構造用圧延鋼材の丸鋼にねじ部を切削、または転造によって制作、そこにナットを設置しコンクリートに定着する頭付きアンカーボルトと、鉄筋コンクリート用棒鋼の異形棒鋼の端を45度に切断し、回転・打撃型で、接着剤に有機系の主剤を用いて埋込みコンクリートに定着する接着系アンカーボルトである。アンカーボルトが定着するコンクリートの圧縮基準強度は 16.4N/mm^2 から 48.2N/mm^2 である。

試験体コンクリートは、基本的に破壊が想定される面に鉄筋が通らないように、無筋コンクリートとしたて製作した。これは、本論ではコンクリートのコーン状破壊耐力算定を一つの重点に置いているが、この荷重は鉄筋の影響を受けず、また、破壊の発生を明確にすることができるからである。

実験の境界条件は、アンカーボルトの一方がコンクリートに接合され、他方がベースプレートを想定した鋼板に機械式接合されている状態を設定した。ベースプレートをコンクリートの直上に設置し、間にモルタル等は介在していない。アンカーボルトは1本での実験、及び検討を基本とするが、一部試験体でアンカーボルト群、及び鉛直軸力が作用する条件を設定した。ただし、アンカーボルト群で使用する場合の、群効果での耐力低下やせん断力と軸直交変位関係の剛性の倍率に関しては本論では扱っていない。

実験では主に、アンカーボルトに作用する荷重とその変位の関係、各耐力、及び荷重とアンカーボルトの歪度を取得した。せん断応力を受けるアンカーボルトでは、コンクリートがコーン状破壊した時のせん断力、せん断力とアンカーボルトの曲率を算定した。組合せ応力を受けるアンカーボルトでは、実験で見られた各破壊が発現した時のせん断力、アンカーボルトの降伏耐力を評価した。

1.4. 本論文の構成と各章の目的

本論の構成を以下に示す。

第1章 序論

本論の目的と、その着想に至った背景を述べる。また関連する既往研究を述べる。

第2章 せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験

コンクリートに埋込まれ、せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの基礎的な力学的性状を把握するために、せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験を行う。実験は、アンカーボルトに入力するせん断力を単調とする単調載荷実験と、繰返しとする繰返し載荷実験とした。

第2章では、アンカーボルトに入力するせん断力とアンカーボルトの軸直交変位の関係、破壊性状とそのときのせん断力、及びアンカーボルトに入力するせん断力とアンカーボルトの歪度性状の関係を取得することを目的とする。

第3章 せん断力を受ける各種アンカーボルトの耐力と剛性の評価

第2章で得られたコンクリートに埋込まれ、せん断力を受ける頭付きアンカーボルトのせん断耐力、頭付きアンカーボルトに作用するせん断力と頭付きアンカーボルトの曲率の関係、及び頭付きアンカーボルトに作用するせん断力と頭付きアンカーボルトの軸直交変位の関係、の評価を目的とする。

第4章 組合せ応力を受ける各種アンカーボルトの載荷実験

コンクリートに埋込まれ、せん断力に加えて引張力を受ける頭付きアンカーボルト、及び接着系アンカーボルトの基礎的な力学的性状を把握するために、頭付きアンカーボルト、及び接着系アンカーボルトの組合せ載荷実験を行う。

各種アンカーボルトに入力するせん断力、及び引張力とアンカーボルトの軸直交変位、及び鉛直変位の関係、破壊性状とそのときのせん断力、及びアンカーボルトに入力するせん断力とアンカーボルトの歪度性状の関係を取得することを目的とする。

第 1 章 序論

第 5 章 組合せ力を受ける各種アンカーボルトの耐力と剛性の評価

第 4 章で得られたコンクリートに埋込まれ、組合せ荷重を受ける頭付きアンカーボルト、及び接着系アンカーボルトの終局耐力、及び荷重変位関係での降伏耐力の評価を行う。終局耐力として、アンカーボルトの破断耐力、コンクリートのコーン状破壊耐力、及び接着系アンカーボルトの付着破壊耐力を取得しており、日本建築学会の各種合成構造設計指針^{5.1)}で算定を試みる。荷重変位関係における降伏荷重は von Mises による鋼材の降伏条件と N-M 相関曲線による算定を試みた。

第 6 章 結論

本論の結論を述べる。

【参考文献】

- 1.1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- 1.2) 河野久夫，橘俊明，黒木文雄，増田貫志：埋込みアンカーボルトのせん断耐力に関する実験的研究：その1:アンカーボルト径が13φ,19φの場合，日本建築学会研究報告（九州支部），No.31，pp.233-236，1989.03
- 1.3) 阿部潔，市橋重勝，杉山智昭，中野克彦，松崎育弘：接着系あと施工アンカーの引張およびせん断特性に関する解析的研究 その1 解析概要と1本のアンカーの引張挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，No.20156，pp.311-312，2010.09
- 1.4) （財）日本建築防災協会，既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」，2002.9
- 1.5) 浅田勇人，吉敷祥一，山田哲：鉄骨造露出型柱脚における鉄筋コンクリート基礎・アンカー系の側方破壊挙動，日本建築学会構造系論文集，Vol.75，No.654，pp.1517-1525，2010.08
- 1.6) 阿部保彦，宇佐美滋，松崎育弘：先付けアンカーの引張耐力に及ぼすフック及びヘッドの形状・寸法の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1905-1906，1983.09
- 1.7) 清原俊彦，松崎育弘，中野克彦，福本晃治：接着系あと施工アンカーの構造特性に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.199-204，1998
- 1.8) 大橋芳郎，中島茂壽：引張力・せん断力・組み合わせ応力を受けるアンカーボルト露出部の力学的性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造III，pp.391-392，1996.09
- 1.9) 中島茂壽：繰り返しの組合せ引張・せん断力を受けるアンカーボルト露出部の力学性状（M16の場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造III，pp.741-742，2000.09
- 1.10) Patrik, J. M., G. S. Roger, W. F. John : Headed Steel Anchor under Combined Loading, AISC Engineering Journal, Vol.10, pp.43-52, Second Quarter/1973
- 1.11) 山田哲，松本由香，伊山潤，五十子幸樹，吉敷祥一，池永昌容，島田侑子，小山毅，見波進，浅田勇人：東北地方太平洋沖地震等で被災した鉄骨造文教施設の調査－調査の概要－，日本建築学会技術報告集，Vol.18，No.40，pp.935-940，2012.10
- 1.12) 吉敷祥一，山田哲，松本由香，浅田勇人，小山毅，島田侑子：東北地方太平洋沖地震等による鉄骨造文教施設の柱脚・定着部被害，日本建築学会技術報告集，Vol.19，No.42，pp.585-590，2013.06
- 1.13) 山田哲，伊山潤，島田侑子，松本由香，長谷川隆，清家剛，中野達也，吉敷祥一：東北地方太平洋沖地震および余震による学校体育館の構造被害，日本建築学会技術報告集，Vol.20，No.44，pp.133-138，2014.02
- 1.14) 河野久夫，橘俊明，黒木文雄，増田貫志：埋込みアンカーボルトのせん断耐力に関する実験的研究 その6 基礎コンクリートのはしあきとせん断耐力，学術講演梗概集，

第 1 章 序論

pp.1383–1384, 1991.08

- 1.15)伊藤嘉則, 榎谷榮次, 中村陽介, 川上修: せん断力を受ける接着系あと施工アンカーのダウエル効果とせん断滑り変位 2mm 時の耐力評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.646, pp.2307–2316, 2009

第 2 章

せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験

2.1. はじめに

第 2 章では、コンクリートに埋込まれ、せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの基礎的な力学的性状を把握するために、頭付きアンカーボルトのせん断載荷実験を行う。実験は、アンカーボルトに入力するせん断力を単調とする単調載荷実験と、繰返しとする繰返し載荷実験とした。

実験の目的は、アンカーボルトに入力するせん断力とアンカーボルトの軸直交変位の関係、破壊性状とそのときのせん断力、及びアンカーボルトに入力するせん断力とアンカーボルトの歪度性状の関係を取得することである。

実験では、コンクリートの埋込まれたアンカーボルトに対してベースプレートを介して他の構造体・非構造体が接続されていることを対象としている。そのため、ベースプレートを模した加力治具を介してアンカーボルトにせん断力を与えている。

実験は、アンカーボルト 1 本に対するせん断力のみが作用する載荷を基本として行ったが、実情ではアンカーボルトを複数本用い、アンカーボルト群として用いることが一般的である。また、ベースプレートには、それにより接続された構造体・非構造体の自重による鉛直軸力が作用する。そこで、鉄筋コンクリート架構の上に鉄骨置屋根を架ける構造形式とする体育館の接合部を想定した試験体を用意した。

第 2 章では頭付きアンカーボルトのみを対象として実験を行っている。これは、アンカーボルトにせん断力が作用したとき、そのせん断力に抵抗するための反力がコンクリート作用する考えると、コンクリートに直接アンカーボルトが接触している頭付きアンカーボルトでの検討が基礎的な力学的性状の把握として適切であると考えたためである。接着系アンカーボルトに対する検討は、第 3 章で行う。

2.2. 単調載荷実験

2.2.1 試験体

図 2.1 に試験体形状を示す。試験体は一辺 700mm の矩形断面で高さ 400mm の普通コンクリートとそれに埋込まれた 2 本の頭付きアンカーボルトからなる。アンカーボルトは 1 本ずつ載荷を行い、それぞれのアンカーボルトがせん断力を受けることにより想定されるコンクリートのコーン状破壊面が干渉しないようにした。図 2.2 に試験体コンクリートの配筋状況を示す。鉄筋はコーン状破壊が想定される面を鉄筋が通らないように配している。試験体下部の鉄筋類は、セットアップ時に用いる。

試験体コンクリートの設計基準強度 F_c は 18N/mm^2 である。図 2.3 に頭付きアンカーボルトの詳細を示す。本実験で用いた頭付きアンカーボルトは、ねじ部は M16、軸径 d_a は 13mm とすることでねじ部での鋼材破断を避けた。ねじ部をアンカーボルトの両端に設けて、一方に摩擦接合用高力六角ナット（小径 27mm、厚さ 16mm）を取り付けて頭部としている。アンカーボルトの有効埋込み長さは $12d_a$ (156mm) である。

表 2.1 に試験体一覧を示す。試験体は 4 体である。実験パラメータは、せん断載荷方向のアンカーボルトからコンクリート端までのはしあき距離 $h[\text{mm}]$ とした。 h は 140mm ($10.8d_a$)、110mm ($8.5d_a$)、65mm ($5.0d_a$)、及び 40mm ($3.1d_a$) を設定した。ここで d_a はアンカーボルトの軸径 (13mm) である。はしあき距離 h を変化させることで、想定される破壊モードであるコーン状破壊耐力、及びせん断力とアンカーボルト軸直交変位関係に変化が生じると考えた。

表 2.1 試験体一覧

試験体	はしあき距離
	h
	mm
140	140
110	110
65	65
40	40

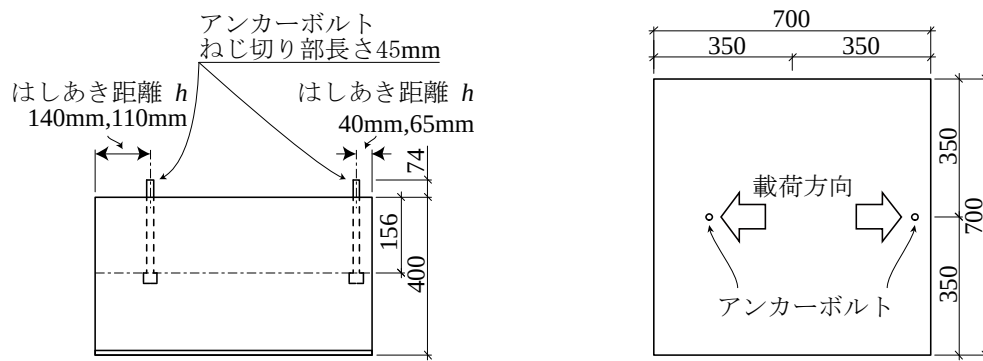


図 2.1 試験体形状

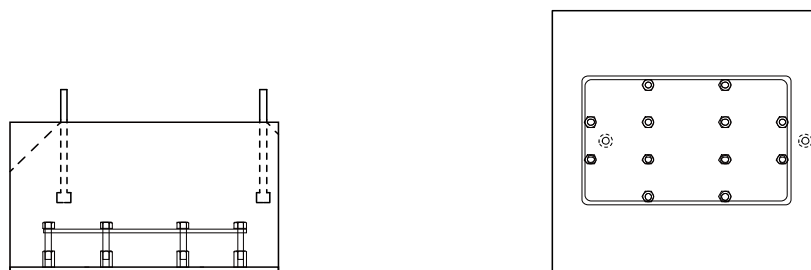


図 2.2 試験体コンクリートの配筋状況

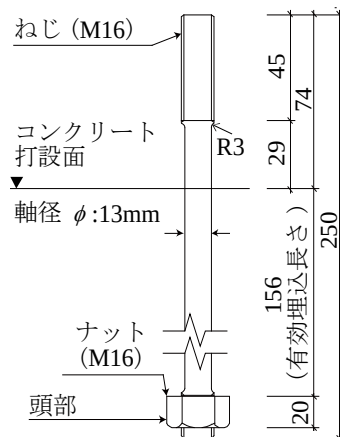


図 2.3 アンカーボルト詳細

2.2.2 使用材料

実験試験体に使用したコンクリート、及びアンカーボルトの力学的特性等を述べる。

表 2.2 にコンクリートの調合、表 2.3 にコンクリートの材料試験結果を示す。コンクリートセメントは、普通ポルトランドセメントを使用した。粗骨材の最大粒径は、本実験が実大であることを勘案し 20mm とした。コンクリートの材料試験では、圧縮試験は JIS A 1108、引張割裂試験は JIS A 1113 に準じた。供試体は、直径 100mm の円柱形とした。円柱シリンダー高さ方向中央の側面 3 か所に貼付した歪ゲージにより圧縮歪度を取得した。コンクリートのヤング係数 E_c は、圧縮応力度と圧縮歪度の関係におけるコンクリート圧縮強度 σ_B の 1/3 強度時の割線剛性とした。コンクリートの供試体の養生条件は、標準水中とした。

コンクリートの材料試験は、材齢一週時に圧縮試験を行い圧縮強度のみを取得した。その後、材齢 34 日目と 57 日目に圧縮試験と引張割裂試験を行った。各試験で 3 回試験を行い、平均値を用いている。図 2.4 にコンクリートの材料試験結果として、圧縮試験の圧縮応力度と圧縮歪度の関係を示す。

表 2.4 に鋼材の力学的特性を示す。アンカーボルトは SS400 から切削により製造されている。材料試験ではアンカーボルトと同一バッチから切り出した JIS Z 2201 に準じた 4 号試験片を用い、金属材料引張試験は JIS Z 2241 に準じた。試験は 1 回行った。図 2.5 にアンカーボルトの材料試験結果として、引張応力度と引張歪度の関係を示す。

表 2.5 に試験体の力学的特性を実験パラメータと併せて示す。コンクリートの材料特性は、表 2.3 に示した値を実験日と材料試験日の材齢の関係から直線補間することで求めた。

表 2.2 コンクリートの調合

設計基準 強度	骨材最大 寸法	水セメント 比	細骨材 率	単位質量				
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
N/mm ²	mm	%	%	kg/m ³				
18	20	68	46	186	274	816	976	2.95

表 2.3 コンクリートの力学的特性

設計基準強度	材齢	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度時歪	引張割裂強度
F_c	-	σ_B	E_c	ε_m	σ_T
N/mm ²	日	N/mm ²	(10 ⁴) N/mm ²	μ	N/mm ²
18	7	17.9	-	-	-
	34	27.0	2.47	2046	2.8
	57	29.3	2.46	2129	3.0

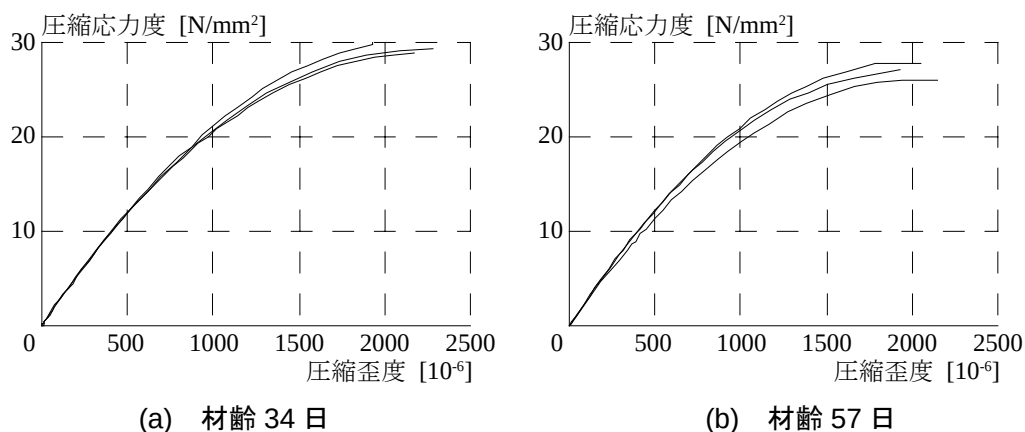


図 2.4 コンクリートの材料試験結果 圧縮応力度と圧縮歪度の関係

表 2.4 アンカーボルトの力学的特性

鋼種	下降伏点	引張強さ
	σ_y	σ_u
	N/mm ²	N/mm ²
SS400	322.7	451.1

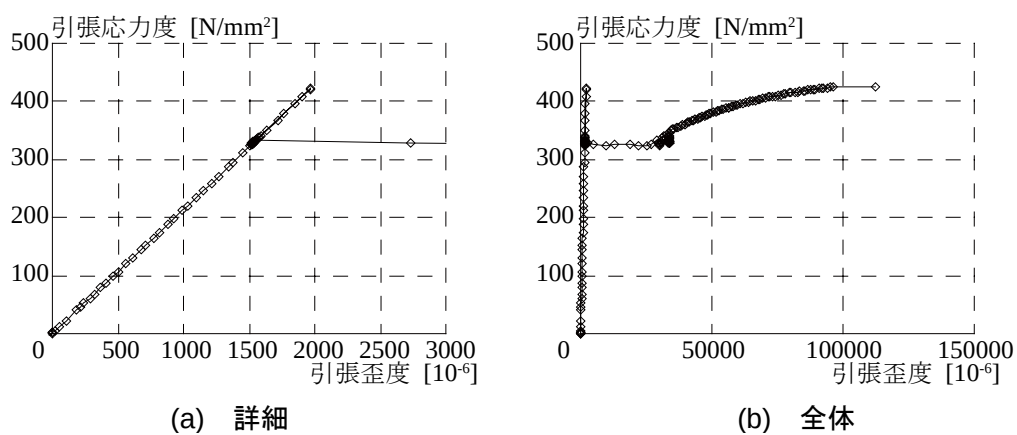


図 2.5 アンカーボルトの材料試験結果 引張応力度と引張歪度の関係

表 2.5 試験体の力学的特性

試験体	実験	使用材料の力学的特性					
	パラメータ	アンカーボルト		コンクリート			
	はしあき距離	下降伏点	引張強さ	圧縮強度	ヤング係数	引張強度	圧縮強度時の歪度
	h	σ_y	σ_u	σ_B	E_c	σ_t	ε_m
	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	(10 ⁴)N/mm ²	N/mm ²	(10 ⁻⁶)
140	140	322.7	451.1	27.7	2.47	2.8	2072
110	110			27.2	2.47	2.8	2054
65	65						
40	40						

2.2.3 載荷方法

図 2.6 にセットアップ状況を示す。試験体をアンカーボルトが垂直になるよう加力フレームに配置し、試験体下部鋼板の内側に設置したナットを介して高力ボルトで固定した。アンカーボルトは、加力治具、PC 鋼棒を介して反力フレームに取り付けた油圧ジャッキにより加力され、せん断応力を受ける。アンカーボルトと加力治具はナットで接合され、アンカーボルトに数マイクロの歪度が生じる程度までナットを締めた。載荷は明確な破壊性状が発現するまで行った。

図 2.7 に、加力治具の取付き状況を示す。加力治具には 100mm 角、板厚 25mm のプレートを用い、その中央の 18mm 径の孔にアンカーボルトを通し固定した。アンカーボルトと加力治具のクリアランスは軸部で 5mm、ねじ部で 2mm である。実験の始めに載荷した、はしあき距離 h が 110mm の 110 試験体はコンクリートの上に直接加力治具を設置し、それ以外の試験体ではコンクリートと加力治具の間に厚さ 5.0mm のテフロンシートを置いた。これは加力治具と試験体コンクリートの摩擦を取除くためである。テフロンシートの有無によって加力治具とアンカーボルトが接触する位置が変化し、試験体 110 はアンカーボルトの軸部で、試験体 140,65,40 ではアンカーボルトのねじ部で接触する。

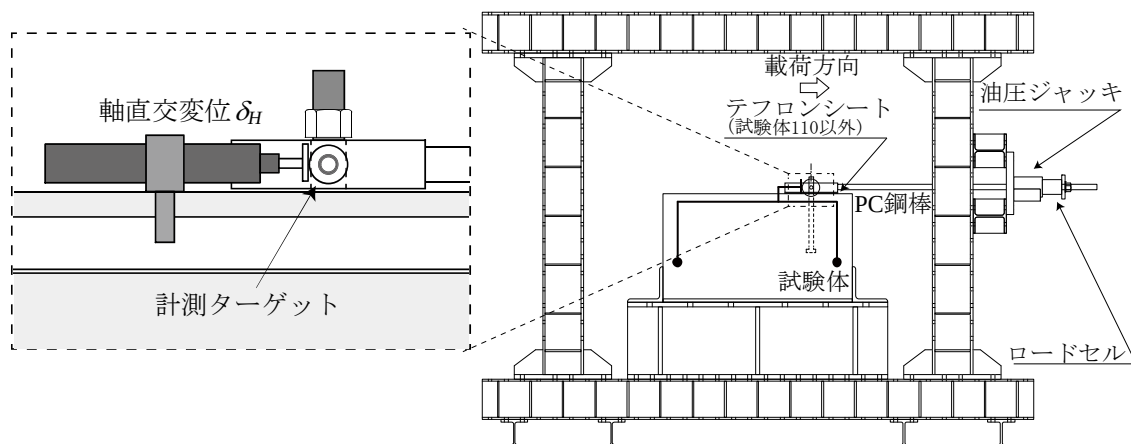


図 2.6 セットアップ状況

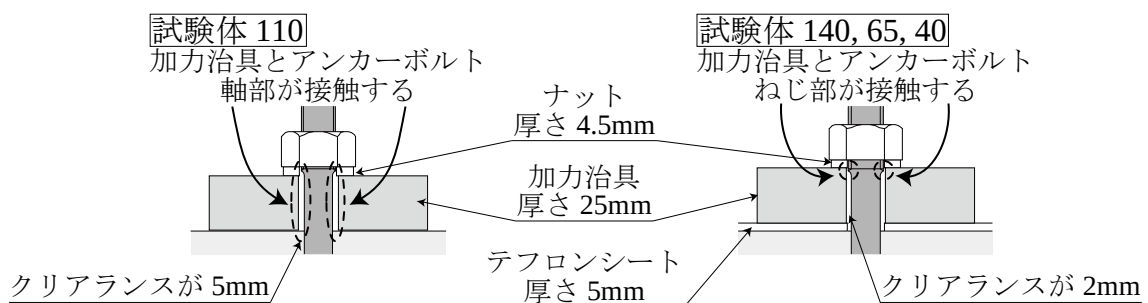


図 2.7 加力治具取付き状況

2.2.4 計測方法

計測項目は、アンカーボルトにせん断力として作用する PC 鋼棒の軸力 q_e [kN]，コンクリート表面でのアンカーボルトの軸直交変位 δ_H [mm]，及び図 2.8 に示す位置に貼付した歪ゲージによるアンカーボルトの歪度である。アンカーボルトに入力されるせん断力である PC 鋼棒の軸力 q_e はロードセルが計測する。軸直交変位は図 2.6 に示すように，試験体コンクリートに固定された計測治具より，加力治具に設置したターゲットの動きを計測し，コンクリートからの相対変位とした。そのため，コンクリート表面からターゲットまでのアンカーボルトの変形量を含んでいる。

なお，歪ゲージはベース部に保護養生テープを薄く貼付するのみとし，アンカーボルトの溝切り加工などは行っていない。歪ゲージはアンカーボルト 1 本につき，コンクリート表面から $1d_a$ ， $2d_a$ ， $4d_a$ の位置に，載荷方向に対し表裏に計 6 枚を貼付した。ここで d_a はアンカーボルトの軸径（13mm）である。

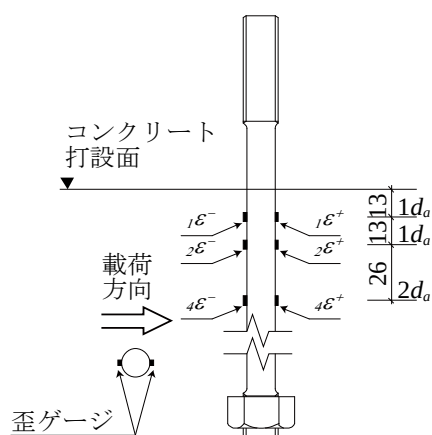


図 2.8 アンカーボルト歪ゲージ貼付位置

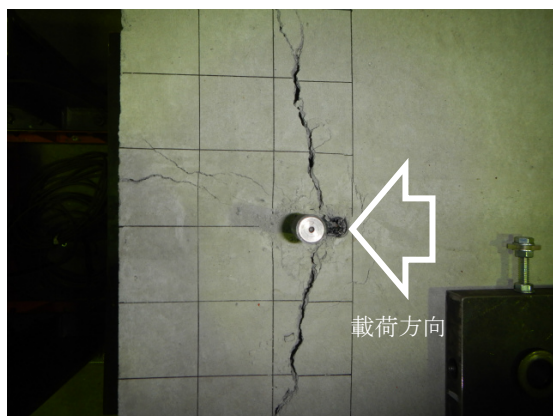
2.2.5 実験結果

2.2.5.1 破壊性状と終局耐力

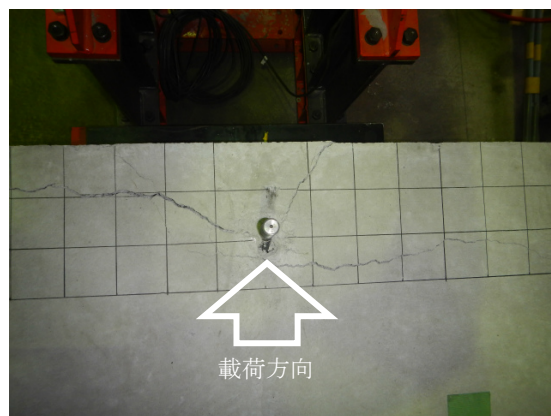
破壊性状は、全ての試験体でコンクリートのコーン状破壊であった。写真 2.1 に破壊状況を示す。コンクリートのひび割れがアンカーボルトから載荷方向にコンクリート端まで広がっている。はしあき距離 h が大きいほど、ひび割れの範囲が大きくなっている。

アンカーボルトのせん断力 q_e は、コンクリートのコーン状破壊時に最大に達したため、この時のせん断力を終局耐力 $\max q_e$ とする。表 2.6 に終局耐力 $\max q_e$ を、図 2.9 に終局耐力 $\max q_e$ とはしあき距離 h の関係を示す。

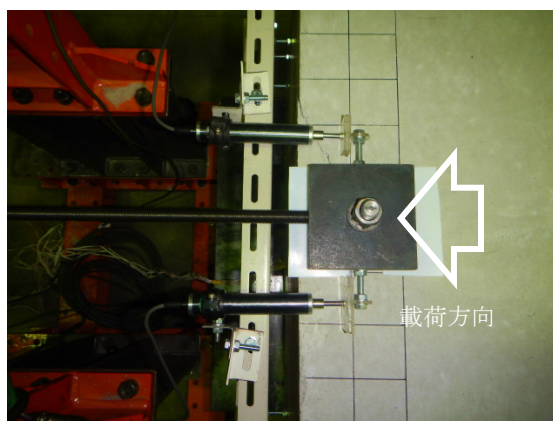
図 2.9 より、既往研究でも指摘されていることであるが、はしあき距離 h が大きいほど、コンクリートのコーン状破壊耐力である終局耐力 $\max q_e$ が大きくなる傾向が見られた。



(a) 140 試験体



(b) 110 試験体



(c) 65 試験体



(d) 40 試験体

写真 2.1 破壊状況 単調載荷実験

表 2.6 耐力の一覧 単調載荷実験

試験体	破壊性状	終局耐力
		$\max q_e$
	—	kN
140	コーン状破壊	47
110		34
65		12
40		5

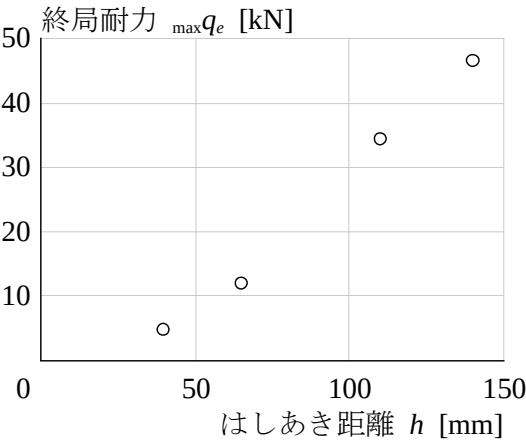


図 2.9 終局耐力とはしあき距離 h の関係

2.2.5.2 アンカーボルトの歪度性状

アンカーボルトには、図 2.8 に示すように載荷方向に対して表裏に計 6 枚の歪ゲージを貼付している。図 2.10 にせん断力 q_e と歪ゲージから取得した歪度 ε の関係を示す。ここに示す歪度 ε は、歪ゲージが正常に機能していると判断できる範囲で示している。図中には、アンカーボルトの下降伏点 σ_y より求めた降伏歪度 $\varepsilon_y = 1574 \times 10^{-6}$ を併せて示す。

図 2.10 に示すように、全ての試験体で載荷方向に対して裏側 ε^- で引張歪度が、表側 ε^+ で圧縮歪度が生じ、同じせん断力 q_e 下ではコンクリート表面に近い $1d_a$, $2d_a$ の歪度 ${}_1\varepsilon$, ${}_2\varepsilon$ が $4d_a$ の歪度 ${}_4\varepsilon$ よりも大きくなっている。せん断力 q_e が 5kN 程度までに $1d_a$, $2d_a$ の歪度 ${}_1\varepsilon$, ${}_2\varepsilon$ は降伏歪度 ε_y に達しており、歪度 2000×10^{-6} 以上では歪度 ε が急激に増大している。このとき、アンカーボルトは降伏したと考える。

図 2.11 に各試験体のせん断力 q_e とアンカーボルトの軸歪度 ε^N の関係、及びせん断力 q_e とアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M の関係を示す。図 2.10 よりせん断力 q_e が 10kN までにアンカーボルトの降伏が確認できたため、ここではせん断力 q_e が 10kN までで示す。図中には、アンカーボルトの下降伏点 σ_y より求めた降伏歪度 $\varepsilon_y = 1574 \times 10^{-6}$ を併せて示す。軸歪度 $\varepsilon^N [10^{-6}]$ 、及び曲げ歪度 $\varepsilon^M [10^{-6}]$ は同一断面表裏の歪度 $\varepsilon^+ [10^{-6}]$, $\varepsilon^- [10^{-6}]$ から式(2.1), 及び式(2.2)を用いて算出する。

$$\varepsilon^N = (\varepsilon^+ + \varepsilon^-) / 2 \quad (2.1)$$

$$\varepsilon^M = -(\varepsilon^+ - \varepsilon^-) / 2 \quad (2.2)$$

ただし、 ε^+ は載荷方向から見てアンカーボルトの裏側の歪度 $[10^{-6}]$, ε^- はアンカーボルトの表側の歪度 $[10^{-6}]$ である。

図 2.11 より、同じせん断力 q_e で軸歪度 ε^N と曲げ歪度 ε^M を比較すると、曲げ歪度 ε^M の方が大きく、 ε^M が降伏歪度に達すると軸歪度 ε^N が急激に増大していることから、アンカーボルトには曲げ応力が卓越して作用している。また $1d_a$, $2d_a$ での曲げ歪度に比べ $4d_a$ での曲げ歪度は小さく、コンクリート表面から $4d_a$ 程度までの範囲で同一方向の曲げによってせん断力 q_e に抵抗している。

同一のせん断力 q_e で曲げ歪度 ε^M を比較すると、試験体 110 が最も小さく、他の試験体では同程度であった。これはせん断力作用点の影響である。このことから、アンカーボルトの歪度性状ははしあき距離 h による影響は本実験の範囲では見られない。

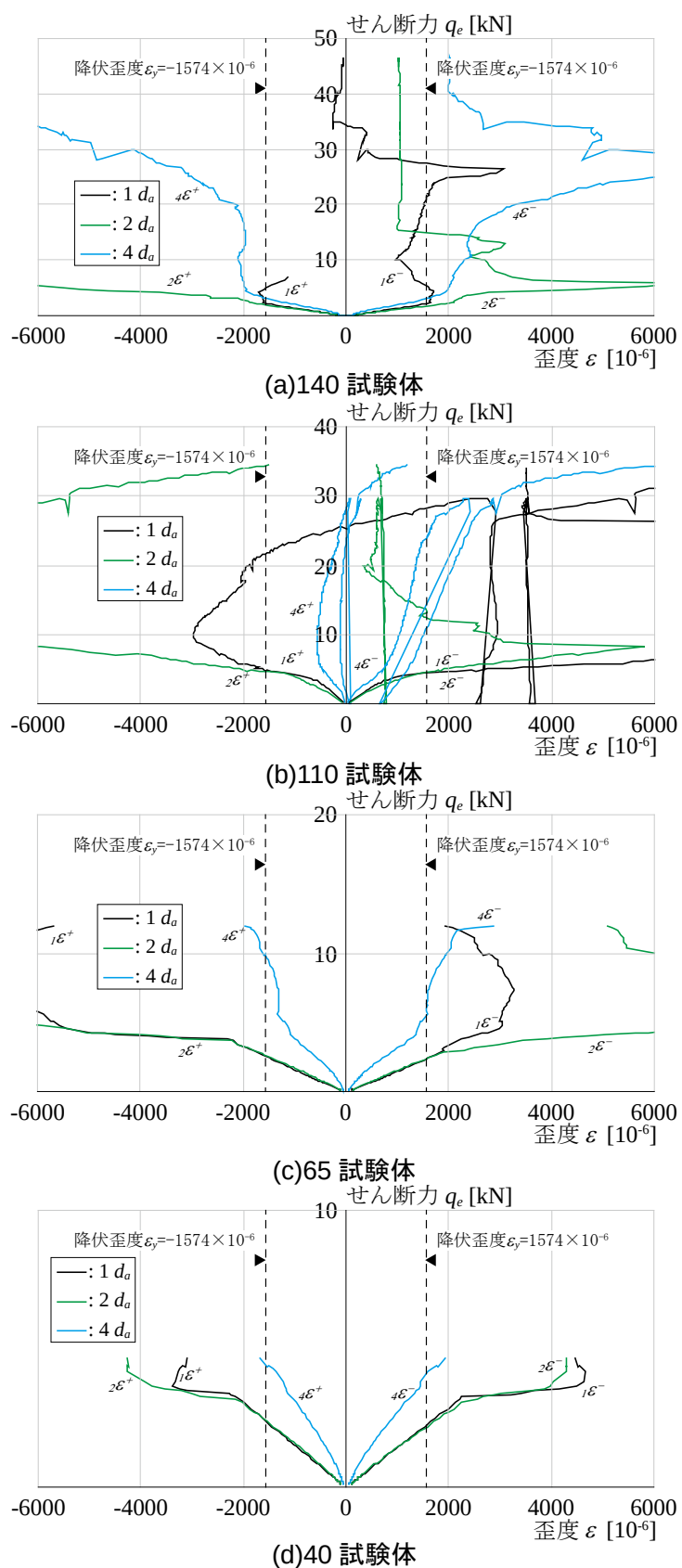


図 2.10 セン断力 q_e と歪ゲージから取得した歪度 ε の関係

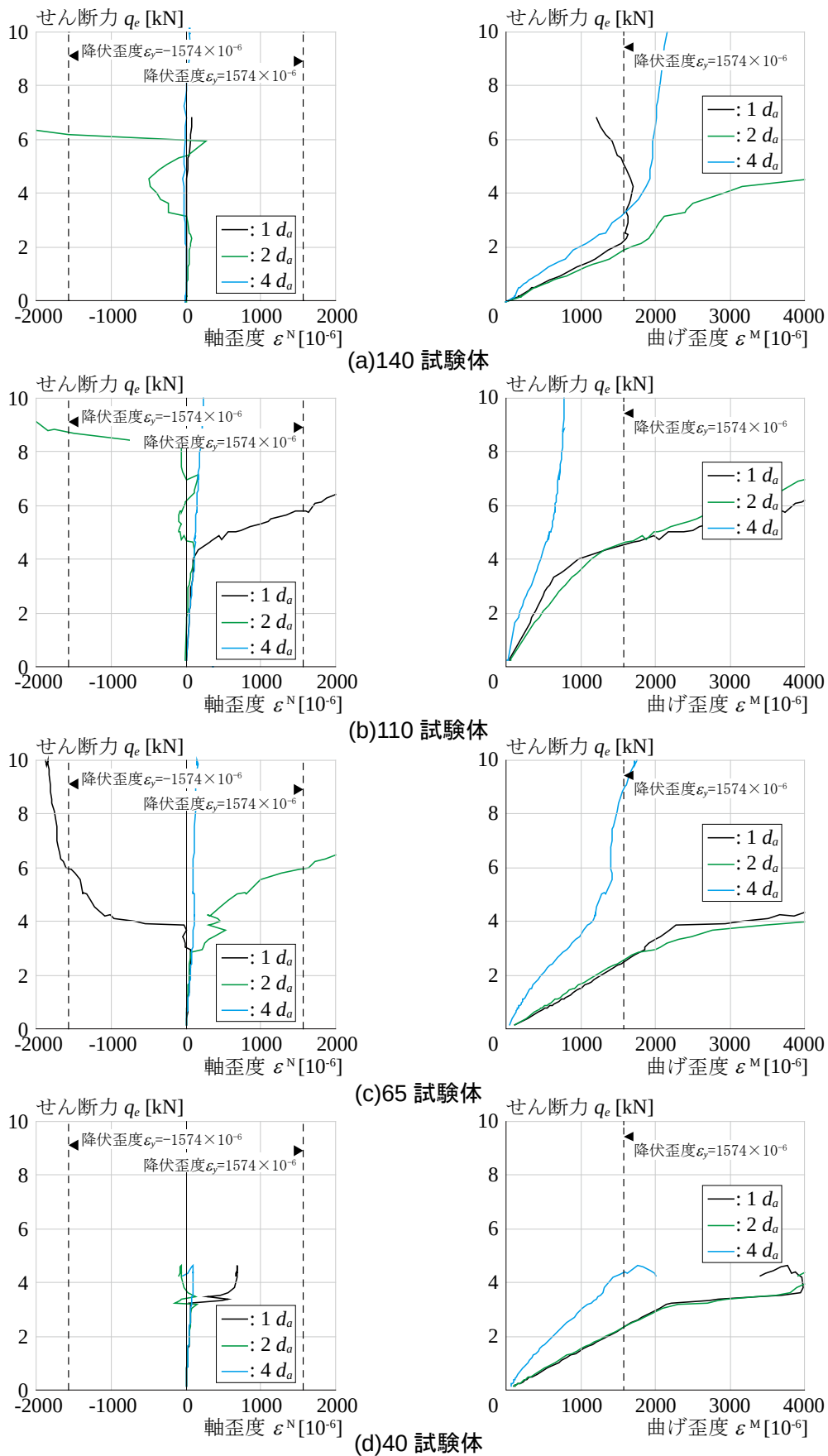


図 2.11 セン断力 q_e とアンカーボルトの軸歪度 ε_N 、及び軸歪度 ε_M の関係

2.2.5.3 セン断力と軸直交変位関係

図 2.12 にせん断力 q_e とアンカーボルトの軸直交変位 δ_H 関係を示す。試験体 110 の境界条件は他の試験体と異なるが、 q_e と δ_H の関係における剛性に違いは見られない。また、はしあき距離 h による剛性の違いも見られない。図 2.11 より q_e が 3~4kN 程度のときにアンカーボルトの曲げ降伏が確認されたが、図 2.12 の q_e - δ_H 関係において大きな変化は見られない。

アンカーボルトが曲げ降伏したにも関わらず、せん断力 q_e とアンカーボルトの軸直交変位 δ_H 関係における剛性が大きく変化しなかったのは、本実験試験体のアンカーボルト径が、比較的小径の 13mm を用いていたため、アンカーボルトの曲げ降伏前の剛性が低かったことが要因として考えられる。

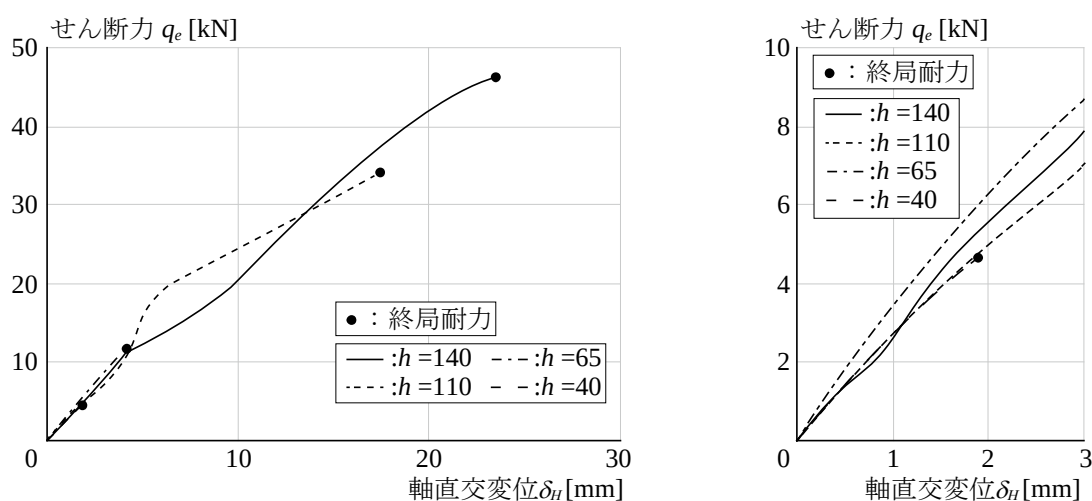


図 2.12 セン断力と軸直交変位関係

2.3. 繰返し載荷実験

2.3.1 試験体

繰返し載荷実験では、頭付きアンカーボルトの本数を 1 本の試験体（以下、単試験体）と 4 本の試験体（以下、複試験体）を用意した。図 2.13 に試験体形状を示す。単試験体は、一辺 300mm の矩形断面で高さ 250mm の普通コンクリートの中央にアンカーボルトが設置されている。複試験体は、一辺 480mm の矩形断面で高さ 450mm の普通コンクリートに 2 行 2 列 4 本のアンカーボルト群が設置されている。図 2.14 に試験体コンクリートの配筋状況を示す。単試験体は、単調載荷実験試験体と同様にコンクリートのコーン状破壊が想定される面を鉄筋が通らないように配筋している。一方複試験体は、アンカー群を囲うように鉄筋を配している。主筋は D25 (SD345)、せん断補強筋は D10 (SD295A) @70 とした。主筋 (25mm 径) の上端は曲げ内法寸法 100mm (4d : d は鉄筋の径)、余長 100mm (4d) の 180°フックとし、下端を試験体底面の鋼板 (PL-25, SM490) に完全溶け込み溶接で接合した。なお、主筋を接合した試験体の鋼板には、試験体を載荷装置に接合するための孔を開け、内側には高ナットを溶接してある。一方、せん断補強筋 (10mm 径) は曲げ内法寸法 30mm (3d) とし、角部において余長 60mm (6d) の 135°フックとした。

試験体コンクリートの設計基準強度 F_c は、単試験体では 21N/mm^2 、複試験体では 24N/mm^2 である。単試験体のアンカーボルトは軸径 16mm の丸鋼を用い、ねじ切り加工による M16 のねじ部を両端に有する。一方に摩擦接合用高力六角ナット (小径 27mm, 厚さ 16mm) を取り付けて頭部としている。アンカーボルトの有効埋込み長さは $7d_a$ (112mm) である。複試験体で用いた頭付きアンカーボルトは、構造用転造両ねじアンカーボルトセット (JIS B 1220) のねじの呼び径 M20 を用いた。軸径 d_a は 18.2mm である。一方にナット (小径 30mm, 厚さ 16mm) を取り付けて頭部としている。アンカーボルトの有効埋込み長さは $19.5d_a$ (354mm) である。

表 2.7 に試験体一覧を示す。試験体は単試験体が 1 体、複試験体が 4 体、計 5 体である。複試験体の実験パラメータは、せん断載荷方向のアンカーボルトからコンクリート端までのはしあき距離 $h[\text{mm}]$ とした。はしあき距離 h はアンカーボルト 4 本のうちコンクリート端までの最小値とし、165mm ($9.1d_a$)、140mm ($7.7d_a$)、125mm ($6.9d_a$)、及び 100mm ($5.5d_a$) を設定した。165mm の試験体は、試験体中央にアンカーボルトが設置されており、せん断載荷正負方向に対して同一のはしあき距離 h となっている。ここで d_a はアンカーボルトの軸径 (18.2mm) である。 h を変化させることで、想定される破壊モードであるコーン状破壊耐力、及びせん断力とアンカーボルト軸直交変位関係に変化が生じると考えた。なお、単試験体のはしあき距離 h は 150mm である。

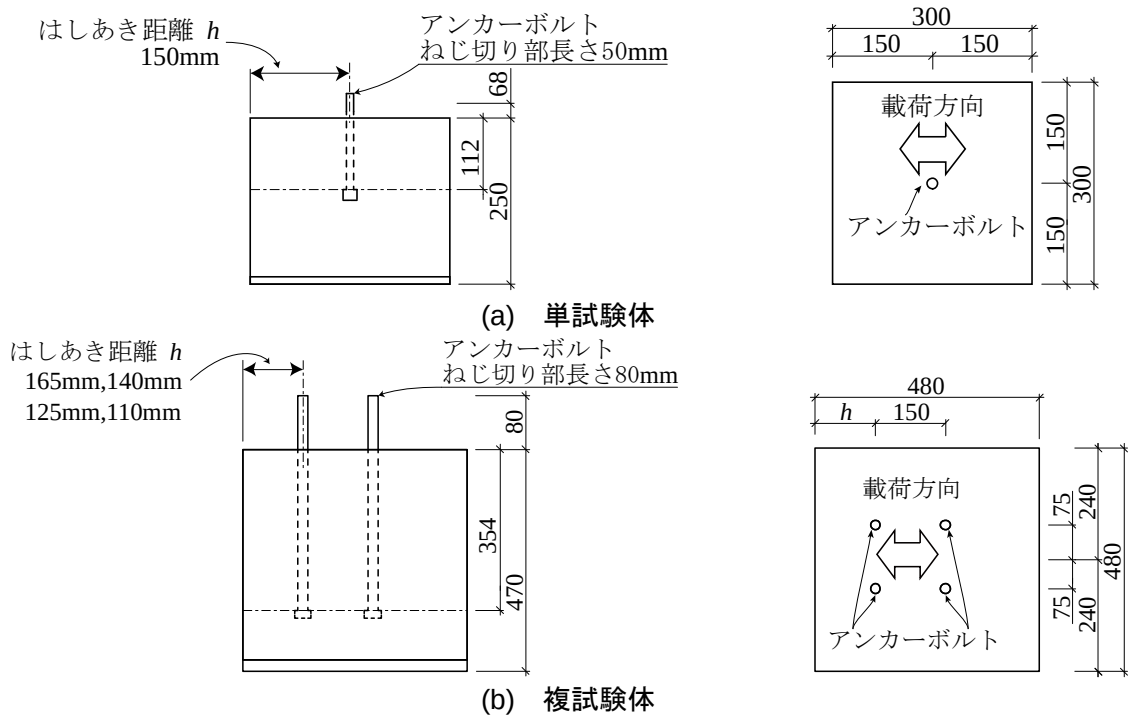


図 2.13 試験体形状

表 2.7 試験体一覧

試験体		はしあき距離	
		h	
		mm	
単試験体		150	
複試験体	165	165	
	140	140	
	125	125	
	100	100	

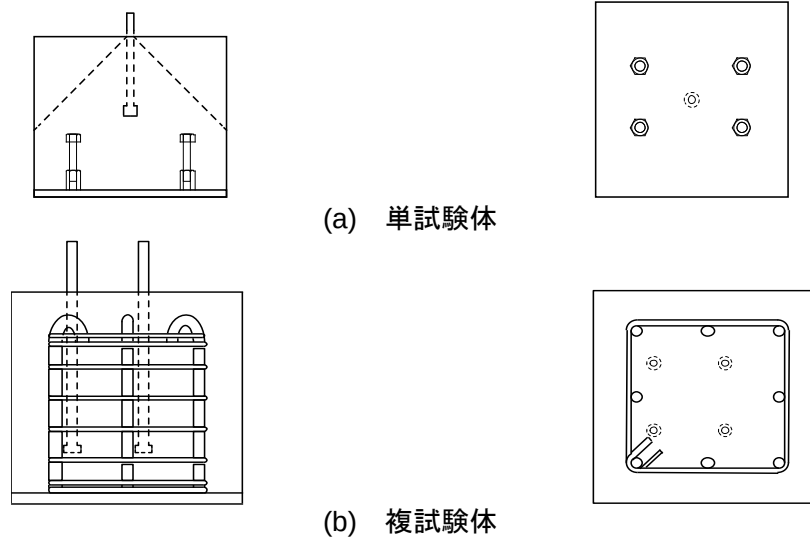


図 2.14 試験体配筋状況

2.3.2 使用材料

実験試験体に使用したコンクリート，及びアンカーボルトの力学的特性等を述べる。

表 2.8 にコンクリートの調合，表 2.9 にコンクリートの材料試験結果を示す。コンクリートセメントは，普通ポルトランドセメントを使用した。粗骨材の最大粒径は，本実験が実大であることを勘案し 20mm とした。コンクリートの材料試験では，圧縮試験は JIS A 1108，引張割裂試験は JIS A 1113 に準じた。供試体は，直径 100mm の円柱形とした。円柱シリンダー高さ方向中央の側面 3 か所に貼付した歪ゲージにより圧縮歪度を取得した。コンクリートのヤング係数 E_c は，圧縮応力度と圧縮歪度の関係におけるコンクリート圧縮強度 σ_B の 1/3 強度時の割線剛性とした。コンクリートの供試体の養生条件は，標準水中とした。

コンクリートの材料試験は，単試験体では材齢 228 日に圧縮試験と引張割裂試験を行った。複試験体では材齢 115 日目と 142 日目に圧縮試験と引張割裂試験を行った。各試験で 3 回試験を行い，平均値を用いている。図 2.15 にコンクリートの材料試験結果として，圧縮試験の圧縮応力度と圧縮歪度の関係を示す。

表 2.10 に鋼材の力学的特性を示す。単試験体に用いたアンカーボルトは SR235 から切削により製造されている。複試験体には建築構造用転造ねじアンカーボルト（ABR400）を用いた。単試験体に用いた SR235 の力学的特性はミルシートを用いる。複試験体に用いた ABR400 の力学的特性は金属材料引張試験（JIS Z 2241）に準じて取得した。試験は 1 回行った。図 2.16 にアンカーボルトの材料試験結果として，引張応力度と引張歪度の関係を示す。

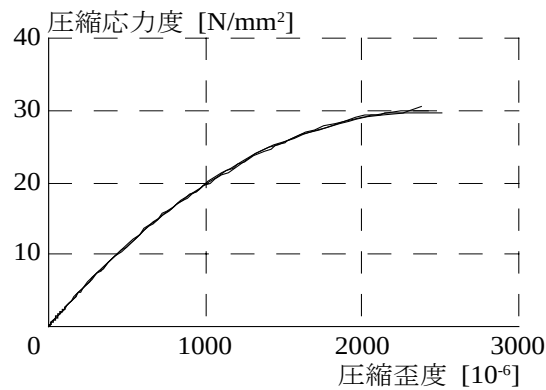
表 2.11 に試験体の力学的特性を実験パラメータと併せて示す。コンクリートの材料特性は，表 2.9 に示した値を実験実施日と材料試験実施日の材齢の関係から直線補間することで求めた。

表 2.8 コンクリートの調合

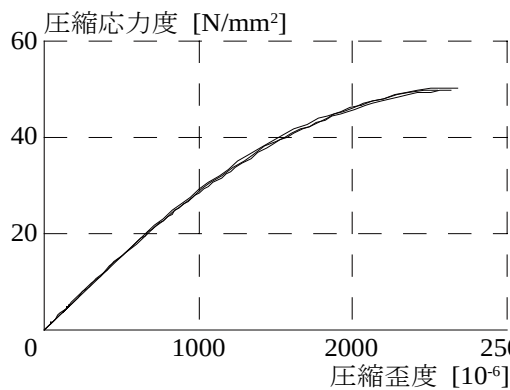
設計基準 強度	骨材最大 寸法	水セメント 比	細骨材 率	単位質量				
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
N/mm ²	mm	%	%	kg/m ³				
21	20	59	47	179	304	830	953	3.04
24	20	57	45	183	321	785	976	3.45

表 2.9 コンクリートの力学的特性

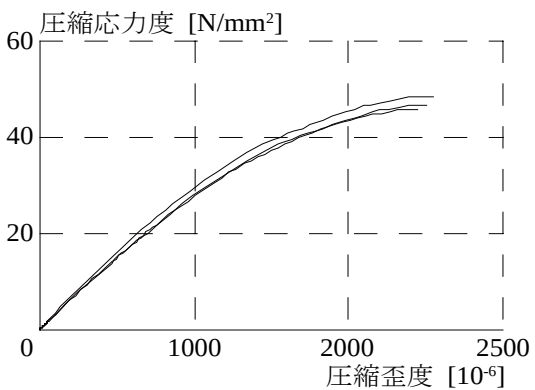
設計基準強度	材齢	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度時歪	引張割裂強度
F_c	-	σ_B	E_c	ε_m	σ_T
N/mm ²	日	N/mm ²	(10 ⁴) N/mm ²	μ	N/mm ²
21	228	30.0	2.31	2335	2.6
24	115	49.9	3.06	2625	4.35
	142	47.1	3.09	2500	4.00



(a) 単試験体 材齢 228 日



(a) 複試験体 材齢 115 日



(b) 複試験体 材齢 142 日

図 2.15 コンクリートの材料試験結果 圧縮応力度と圧縮歪度の関係

表 2.10 アンカーボルトの力学的特性

鋼種	下降伏点	引張強さ
	σ_y	σ_u
	N/mm ²	N/mm ²
SR235	343	458
SNR400B	(329)	468

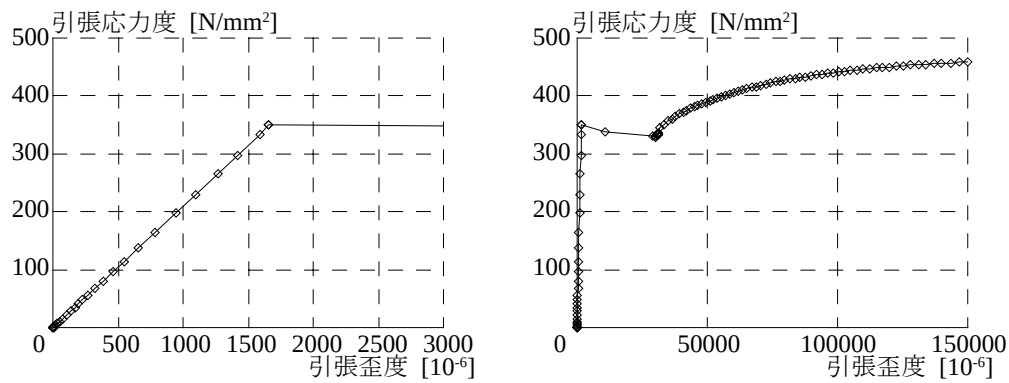


図 2.16 複試験体 アンカーボルトの材料試験結果 引張応力度と引張歪度の関係

表 2.11 試験体の力学的特性

試験体		実験 パラメータ	使用材料の力学的特性					
		はしあき距離 h mm	アンカーボルト		コンクリート			
			下降伏点	引張強さ	圧縮強度	ヤング係数	引張強度	圧縮強度時の歪度
			σ_y	σ_u	σ_B	E_c	σ_t	ε_m
単試験体		150	343	458	30.0	2.31	2.6	2335
複試験体	165	165	(329)	468	47.5	3.09	4.1	2518
	140	140			47.8	3.09	4.1	2532
	125	125			48.2	3.08	4.1	2551
	100	100			47.9	3.08	4.1	2537

2.3.3 載荷方法

図 2.17 にセットアップ状況を示す。単試験体では、試験体をアンカーボルトが垂直になるよう加力フレームに配置し、試験体下部鋼板の内側に設置したナットを介して高力ボルトで固定した。アンカーボルトは、加力治具、PC 鋼棒を介して反力フレームに取り付けた油圧ジャッキにより加力され、その反力をロードセルで計測する。アンカーボルトと加力治具はナットで接合され、アンカーボルトに数マイクロの歪度が生じる程度までナットを締めた。複試験体では、試験体をアンカーボルトが垂直になるよう加力ブロックに配置し、試験体下部鋼板の内側に設置したナットを介して高力ボルトで固定した。加力ブロックに取付いた水平ジャッキにより加力する。アンカーボルトは、加力治具、載荷梁を介して反力梁に取り付き、水平ジャッキの反力をとっており、ロードセルでその反力を計測する。アンカーボルトと加力治具はナットで接合され、アンカーボルトに数マイクロの歪度が生じる程度までナットを締めた。

加力は図 2.18 に示す載荷履歴に沿って行った。単試験体では、第 3 章の式(3.1)に示すせん断力を受けるアンカーボルトの耐力算定式に基づいて算定し、その結果に基づいて決定した。単試験体のせん断耐力は、アンカーボルトの降伏で決まる 25kN と求まり、その 1/3 の値である 8kN を基準に載荷履歴を決定した。複試験体では、せん断力に加えて軸力も与えた。アンカーボルト材軸鉛直方向の軸力として圧縮力 50kN を図 2. に示す鉛直ジャッキにより与えた。このとき加力治具が回転しないように制御し、目標値である 50kN に対して 2 割程度の範囲に収まるようにした。せん断力は、単試験体と同様に第 3 章の式(3.1)から求まる短期許容せん断耐力の 20%程度である正負 30kN で 1 サイクルの繰返し載荷を行い、その後は荷重振幅の増分を 30kN として各荷重振幅で 2 サイクルずつ繰返し漸増載荷をおこなった。

図 2.19 に、加力治具の取付き状況を示す。単試験体は単調載荷実験と同様の加力治具、及び取付状況になっている。加力治具とアンカーボルトは軸部で接触する。アンカーボルトと加力治具のクリアランスは 2mm である。複試験体の加力治具には 250mm 角、板厚 40mm のプレート用い、アンカーボルト位置である 150mm 角の各頂点位置に 24mm 径の孔にアンカーボルトを通し固定した。アンカーボルトと加力治具のクリアランスは 5.8mm である。

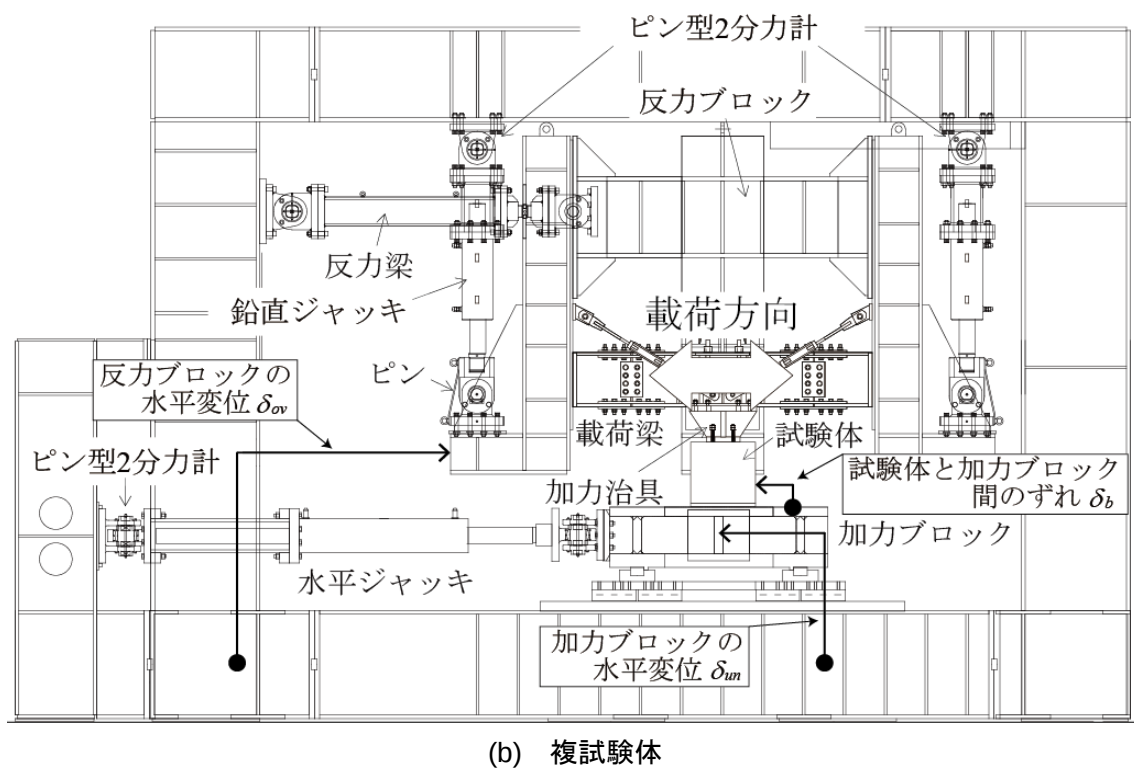
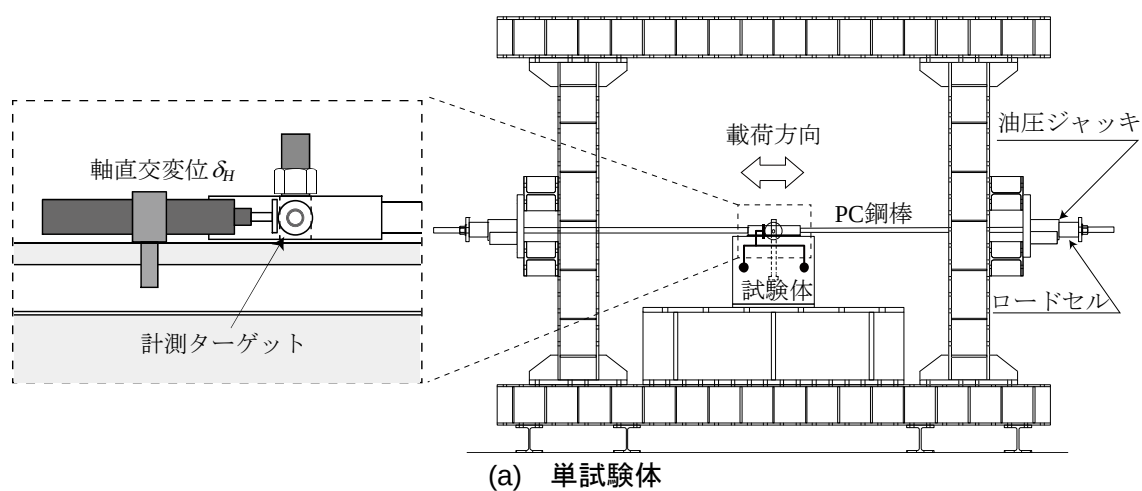


図 2.17 セットアップ状況

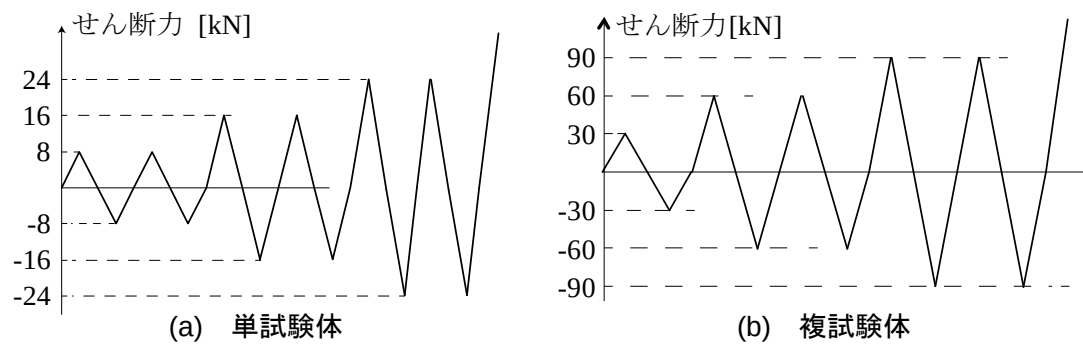


図 2.18 載荷履歴

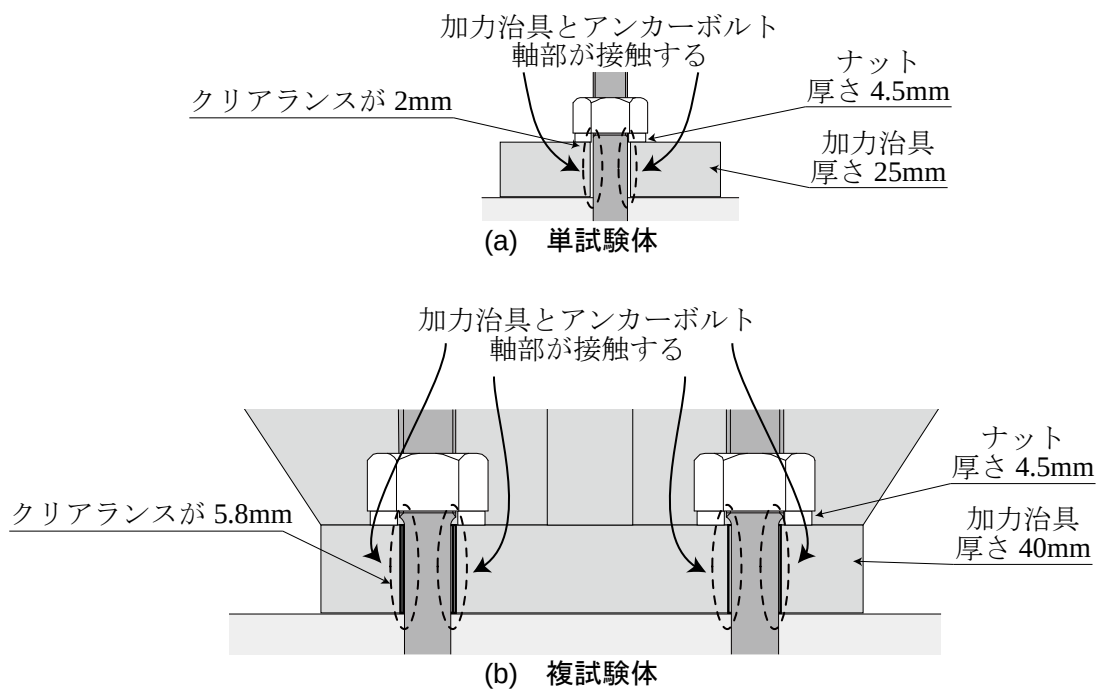


図 2.19 加力治具取付き状況

2.3.4 計測方法

単試験体での計測項目は、アンカーボルトにせん断力として作用する PC 鋼棒の軸力 q_e [kN]、コンクリート表面でのアンカーボルトの軸直交変位 δ_H [mm]である。軸直交変位は図 2.17 に示すように、試験体コンクリートに固定された計測治具より、加力治具に設置したターゲットの動きを計測し、コンクリートからの相対変位とした。そのため、コンクリート表面からターゲットまでのアンカーボルトの変形量を含んでいる。

複試験体の計測項目は、鉛直ジャッキの軸力 p_e [kN]、アンカーボルトにせん断力として作用する反力梁の軸力 q_e [kN]、コンクリート表面でのアンカーボルトの軸直交変位 δ_H [mm]、及び図 2.20 に示す位置に貼付した歪ゲージによるアンカーボルトの歪度である。ただし、鉛直ジャッキの軸力 p_e 、及び反力梁の軸力 q_e は、それらの端部のピンを兼ねる 2 分力計によって計測した。アンカーボルトの軸直交変位 δ_H は、式(2.3)により求めた。ここで、せん断力 q_e 、及び軸直交変位 δ_H の正負は、はしあき距離 h が小さい方向を正方向とした。

$$\delta_H = \delta_{un} - \delta_b - \delta_{ov} \quad (2.3)$$

ただし、図 2.17 に示すように、 δ_{un} は加力ブロックの軸直交変位[mm]、 δ_b は試験体と加力ブロック間のずれ[mm]、 δ_{ov} は反力ブロックの軸直交変位[mm]である。

歪ゲージはベース部に保護養生テープを薄く貼付するのみとし、アンカーボルトの溝切り加工などは行っていない。歪ゲージはアンカーボルト 1 本につき、コンクリート表面からアンカーボルトの軸径（20mm）を基準にコンクリート表面から 2 倍の位置（40mm）、7 倍の位置（140mm）に載荷方向に対し表裏に計 4 枚を貼付した。

歪ゲージは各試験体 4 本のアンカーボルト全てに同様に貼付している。図 2.21 に位置によるアンカーボルトの名称を示す。せん断力 q_e の正方向を基準に①アンカー、②アンカー、③アンカー、④アンカーとする。

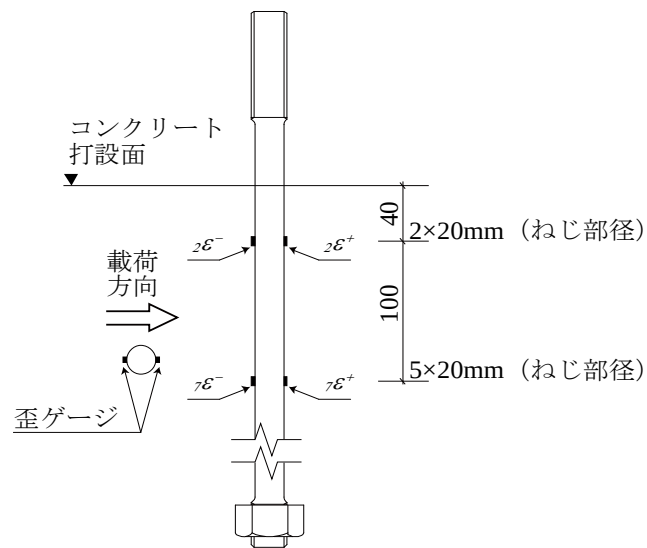


図 2.20 アンカーボルト歪ゲージ貼付位置

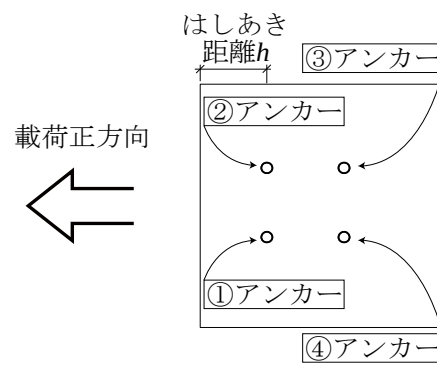
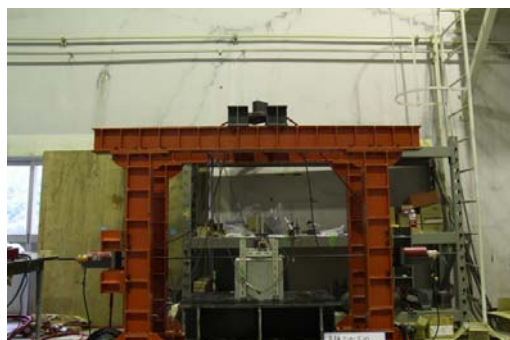


図 2.21 アンカーボルト位置

2.3.5 実験結果

2.3.5.1 破壊性状と終局耐力

単試験体の破壊性状は、コンクリートの曲げ破壊であった。写真 2.2 に破壊状況を示す。試験体設計時の目標破壊性状はコンクリートのコーン状破壊であったが、曲げ破壊となっていた。そのため、ここでの終局耐力の検討はしないこととする。



(a) 全体

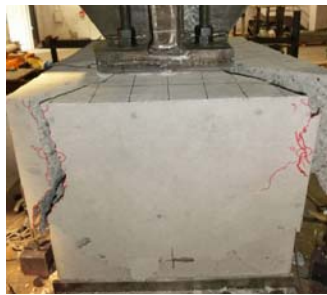


(b) 詳細

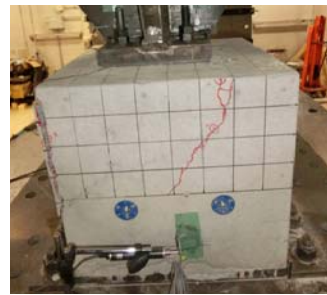
写真 2.2 破壊状況 繰返し載荷実験 単試験体

複試験体は、せん断力の増大に伴いはしあき距離 h が短いアンカーボルトからコーン状破壊が発生した。アンカーボルトの周囲に鉄筋を配しているため、配筋していない 2.2.単調載荷実験と比較するとコーン状破壊時のせん断力の低下は少なかった。これは、鉄筋が周辺コンクリートを拘束したためである。このとき、せん断補強筋に歪度が生じたことを確認している。その後せん断力は増大し、はしあき距離 h が長いアンカーボルトからもコーン状破壊が発生し、このとき最大せん断力に達した。はしあき距離 h が短いアンカーボルトからコーン状破壊が生じたときのせん断力をコーン状破壊耐力 cq_e 、はしあき距離 h が長いアンカーボルトからコーン状破壊が生じせん断力が最大となったときのせん断力を終局耐力 $_{\max}q_e$ とする。写真 2.3 に破壊状況を示す。

表 2.12 にコーン状破壊耐力 cq_e と終局耐力 $_{\max}q_e$ を、図 2.22 にコーン状破壊耐力 cq_e 、及び終局耐力 $_{\max}q_e$ とはしあき距離 h の関係を示す。但しここで、コーン状破壊耐力 cq_e 、及び終局耐力 $_{\max}q_e$ には鉛直軸力による摩擦抵抗が影響している。

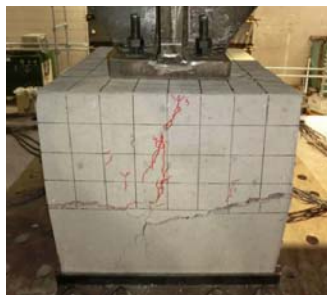


(i) 載荷方向直交面



(ii) 載荷方向平行面

(a) 165 試験体



(i) 載荷方向直交面

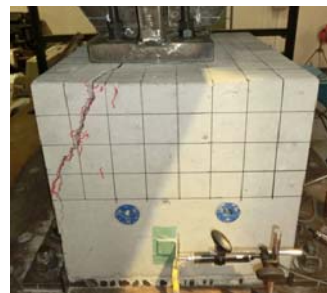


(ii) 載荷方向平行面

(b) 140 試験体



(i) 載荷方向直交面



(ii) 載荷方向平行面

(c) 125 試験体



(i) 載荷方向直交面



(ii) 載荷方向平行面

(d) 100 試験体

写真 2.3 破壊状況 繰返し載荷実験 複試験体

表 2.12 耐力の一覧 繰返し載荷実験 複試験体

試験体	破壊性状	コーン状破壊耐力	終局耐力
		cq_e	$\max q_e$
		kN	kN
165	コーン状破壊	184	411
140		124	310
125		92	323
100		120	213

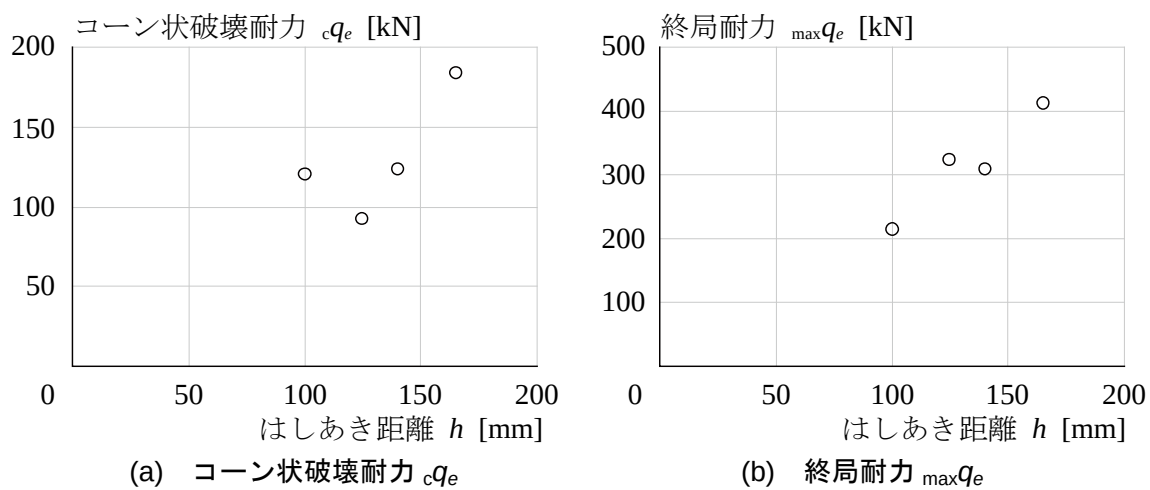


図 2.22 各耐力とはしあき距離 h の関係 複試験体

2.3.5.2 アンカーボルトの歪度性状

アンカーボルトには、図 2.20 に示すように載荷方向に対して表裏に計 4 枚の歪ゲージを貼付している。ここに示す歪度 ε は、歪ゲージが正常に機能していると判断できる範囲で示している。同一断面表裏の歪度 $\varepsilon^+[10^{-6}]$ 、 $\varepsilon^-[10^{-6}]$ から、軸歪度 $\varepsilon^N[10^{-6}]$ 、曲げ歪度 $\varepsilon^M[10^{-6}]$ を単調載荷実験と同様に式(2.1)、(2.2)を用いて算出する。式(2.1)、(2.2)を再掲する。

$$\varepsilon^N = (\varepsilon^+ + \varepsilon^-) / 2 \quad (2.1) \text{ (再掲)}$$

$$\varepsilon^M = -(\varepsilon^+ - \varepsilon^-) / 2 \quad (2.2) \text{ (再掲)}$$

ただし、 ε^+ は載荷方向から見てアンカーボルトの裏側の歪度 $[10^{-6}]$ 、 ε^- はアンカーボルトの表側の歪度 $[10^{-6}]$ である。

図 2.23 にせん断力 q_e とアンカーボルトの軸歪度 ε^N の関係、図 2.24 に q_e とアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M の関係を示す。ここには、各アンカーボルト①～④アンカーをそれぞれ示している。図中には、アンカーボルトの下降伏点 σ_y より求めた降伏歪度 $\varepsilon_y=1695 \times 10^{-6}$ を併せて示す。

図 2.23,24 より、単調載荷実験と同様に、同じせん断力 q_e で軸歪度 ε^N と曲げ歪度 ε^M を比較すると、曲げ歪度 ε^M の方が大きくなっていることから、アンカーボルトには曲げ応力が卓越して作用している。

軸歪度 ε^N を歪ゲージの貼付位置、つまりコンクリート表面からの深さで比較すると、 $2d_a$ と $7d_a$ で大きな違いはなく、アンカーボルト深さ方向に $7d_a$ 程度の深さまでは同様の引張応力が作用していると考えられる。一方、曲げ歪度 ε^M は歪ゲージの貼付位置でその性状が大きく異なり、 $7d_a$ 位置で曲げ歪度 ε^M はほとんど作用していない。

図 2.25 に各試験体でアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M の変化が初めて確認できた範囲までのせん断力 q_e とアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M の関係を示す。図中には、各アンカーボルトの曲げ歪度 ε^M と式(2.4)から求まるそれまでの軸直交変位 δ_H の累積変位の関係を示す。

$$(\text{累積変形}) = \sum |\delta_H| \quad (2.4)$$

曲げ歪度 ε^M と累積変形の関係より、累積変形の増大に伴い曲げ歪度 ε^M の変化が確認できるが、4 本のアンカーボルトが同時に変化するのではなく、試験体によって 1 本、または 2 本のアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M が増大している。これは、図 2.19 に示す加力治具の取付に示すように、アンカーボルトと加力治具との間のクリアランス、及び試験体製作時の誤

算によってアンカーボルトと加力治具が接触するタイミングが異なるためであると考え。せん断力 q_e とアンカーボルトの曲げ歪度 ϵ^M の関係より、曲げ歪度 ϵ^M と累積変形の関係と同様に、4本のアンカーボルトではなく、1本、または2本のアンカーボルトによってせん断力に抵抗していることが確認できる。なお、単調載荷実験の結果より、アンカーボルトにせん断力が作用した場合、せん断力が 1kN 未満でも曲げ歪度 ϵ^M が生じると考える。

次にせん断力 q_e の増大に伴いアンカーボルトの曲げ歪度 ϵ^M が作用し始める時のせん断力 q_e に着目すると、多くの試験体でせん断力 q_e が 30kN 程度であることがわかる。一方で、せん断力 q_e が 30kN 未満である範囲ではアンカーボルトの曲げ歪度 ϵ^M が生じていない。このことから、せん断力 q_e が 30kN 未満では、試験体に与えた鉛直軸力 p_e (50kN) による摩擦によって抵抗していると考えられる。本実験の摩擦抵抗が 30kN であれば、加力治具と治具が接触する試験体表面コンクリートとの間での摩擦係数 μ は、摩擦係数 μ とその面に垂直に作用している鉛直軸力 p_e の関係から式(2.5)を用いて、0.6 と求まる。表 2.13 に既往研究におけるコンクリートと鋼材の摩擦係数を示す。実験結果の下限を与えている設計指針^{2.2)}よりも大きく、単調載荷実験の回帰式よりも小さく、本実験で得られた 0.6 は概ね妥当な値であるといえる。

$$\mu = \frac{fr \cdot q}{p_e} = \frac{30}{50} = 0.6 \quad (2.5)$$

ただし、 $fr \cdot q$ は摩擦抵抗[kN]で、本実験では 30kN とした。

表 2.13 摩擦係数^{2.1)}

	鋼構造接合部設計指針 ^{2.2)}	太田・岡本ら ^{2.3)}	本実験
摩擦係数 μ	0.4	0.68	0.6

以上より、本実験での摩擦抵抗は 30kN であるとする。ここで、せん断力 q_e から摩擦抵抗を除いたせん断力 q_e' がアンカーボルトが負担しているせん断力が対応していると考え、それを式(2.6)から求めることとした。

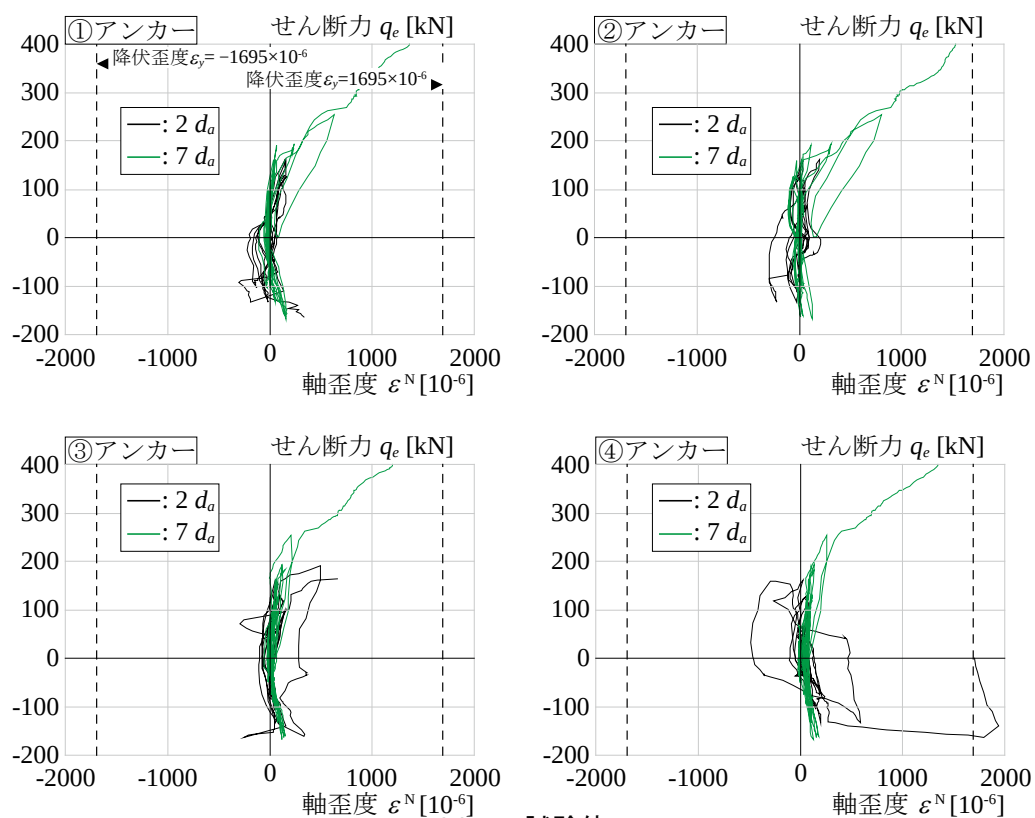
$$q_e' = q_e - fr \cdot q = \begin{cases} 0 & (|q_e| \leq 30) \\ q_e - 30 & (q_e > 30) \\ q_e + 30 & (q_e < -30) \end{cases} \quad (2.6)$$

ただし、 q_e' はアンカーボルトが負担しているせん断力[kN]である。

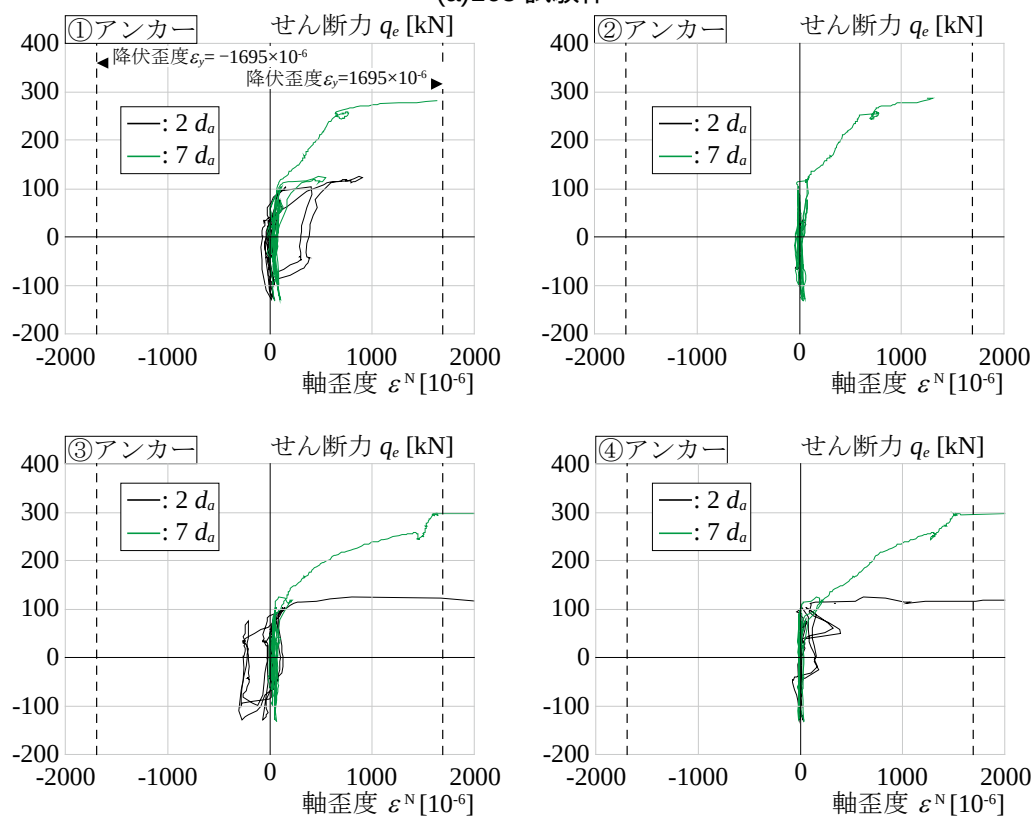
図 2.26 にアンカーボルトが負担しているせん断力 q_e' とアンカーボルトの曲げ歪度 ϵ^M の関係を示す。図 2.25 と併せて検討すると、165 試験体では始めに負載荷で①アンカーと④ア

ンカーの2本がせん断力に抵抗している。その後、正載荷で②アンカーと③アンカーが抵抗する。このとき正載荷時に曲げ歪度 ε^M の増大が確認されたのは q_e' が10kN程度となっている。140試験体では始めに正載荷で①アンカーの1本でせん断力に抵抗している。その後、負載荷で②アンカーが1本で抵抗している。125試験体では始めに正載荷で①アンカーと②アンカーの2本がせん断力に抵抗している。その後、負載荷では④アンカーが1本で抵抗している。100試験体では始めに正載荷で④アンカーの1本がせん断力に抵抗している。その後、負載荷では②アンカーが1本で抵抗している。

第2章 セン断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験



(a)165 試験体



(b)140 試験体

図 2.23 セン断力 q_e とアンカーボルトの軸歪度 ε^N の関係

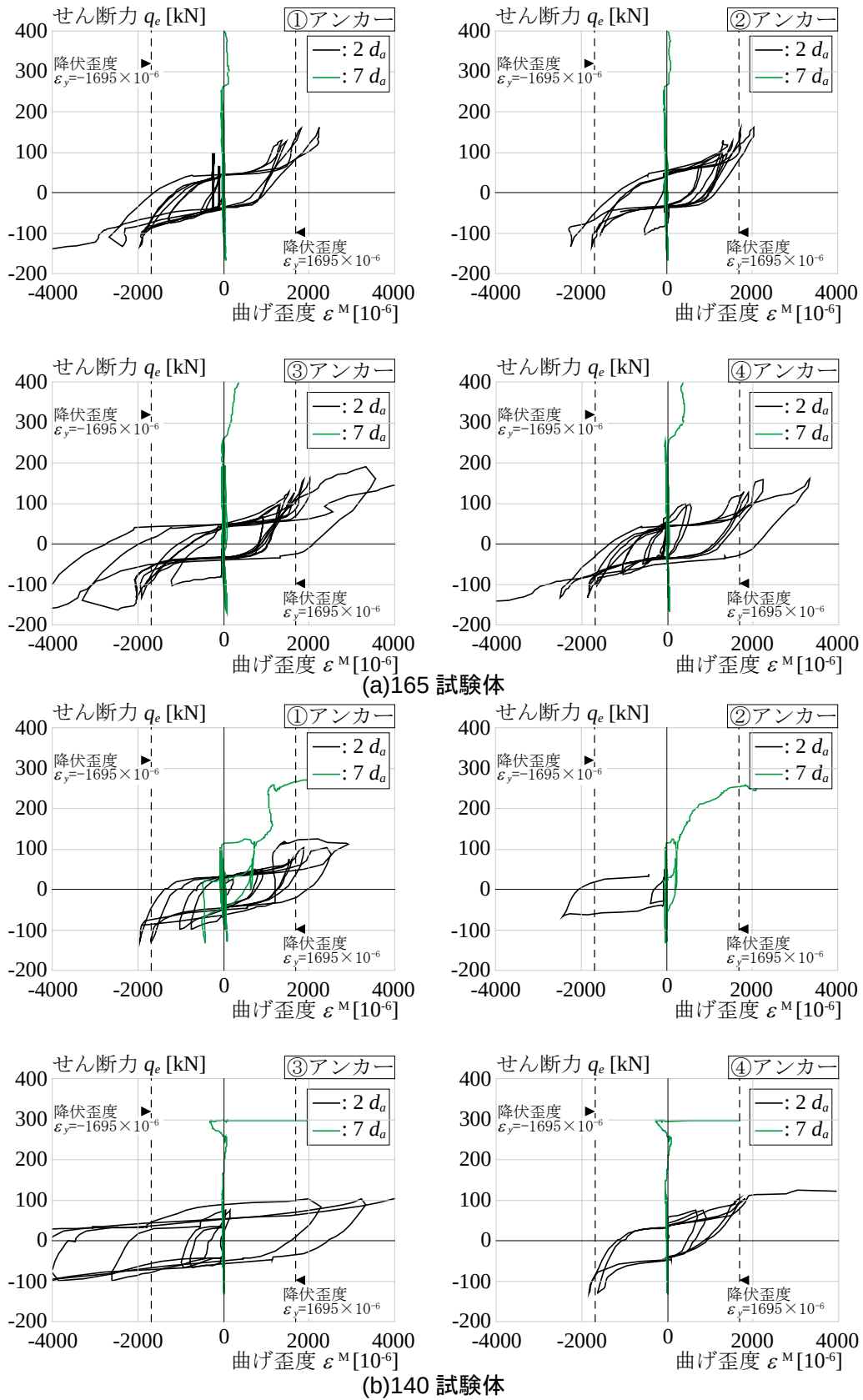


図 2.24 セン断力 q_e とアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M の関係

第2章 セン断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験

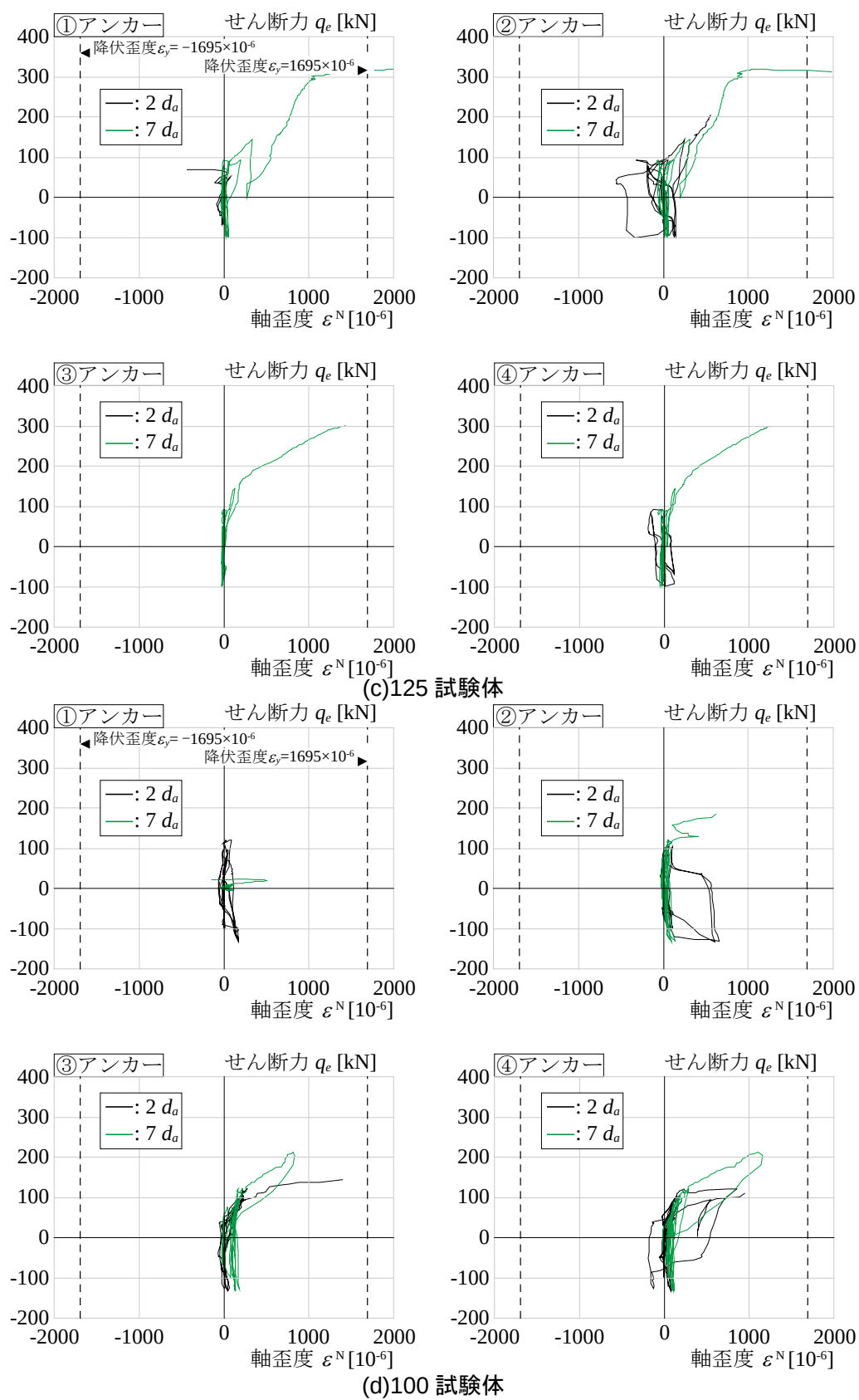


図 2.23 セン断力 q_e とアンカーボルトの軸歪度 ε^N の関係

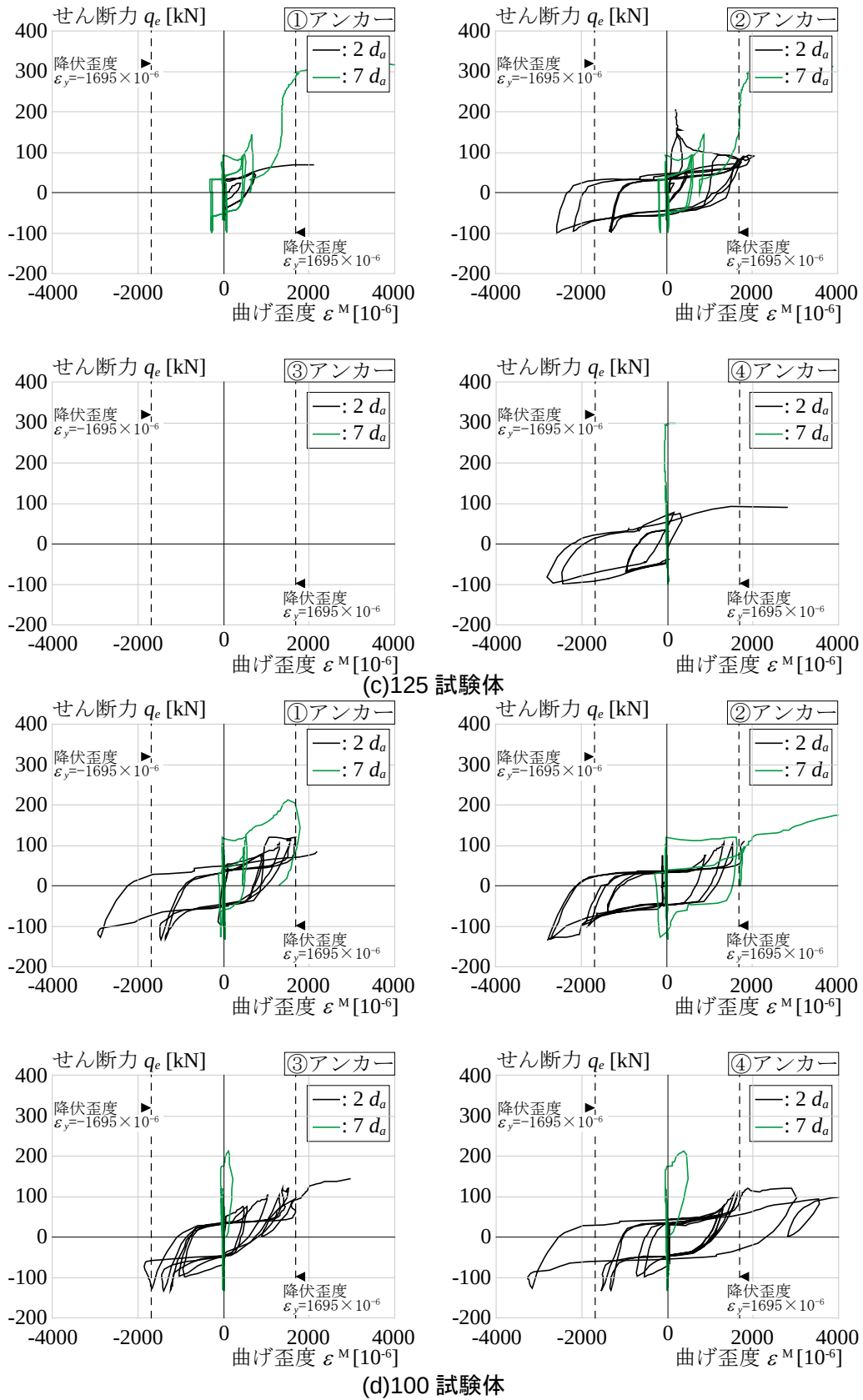
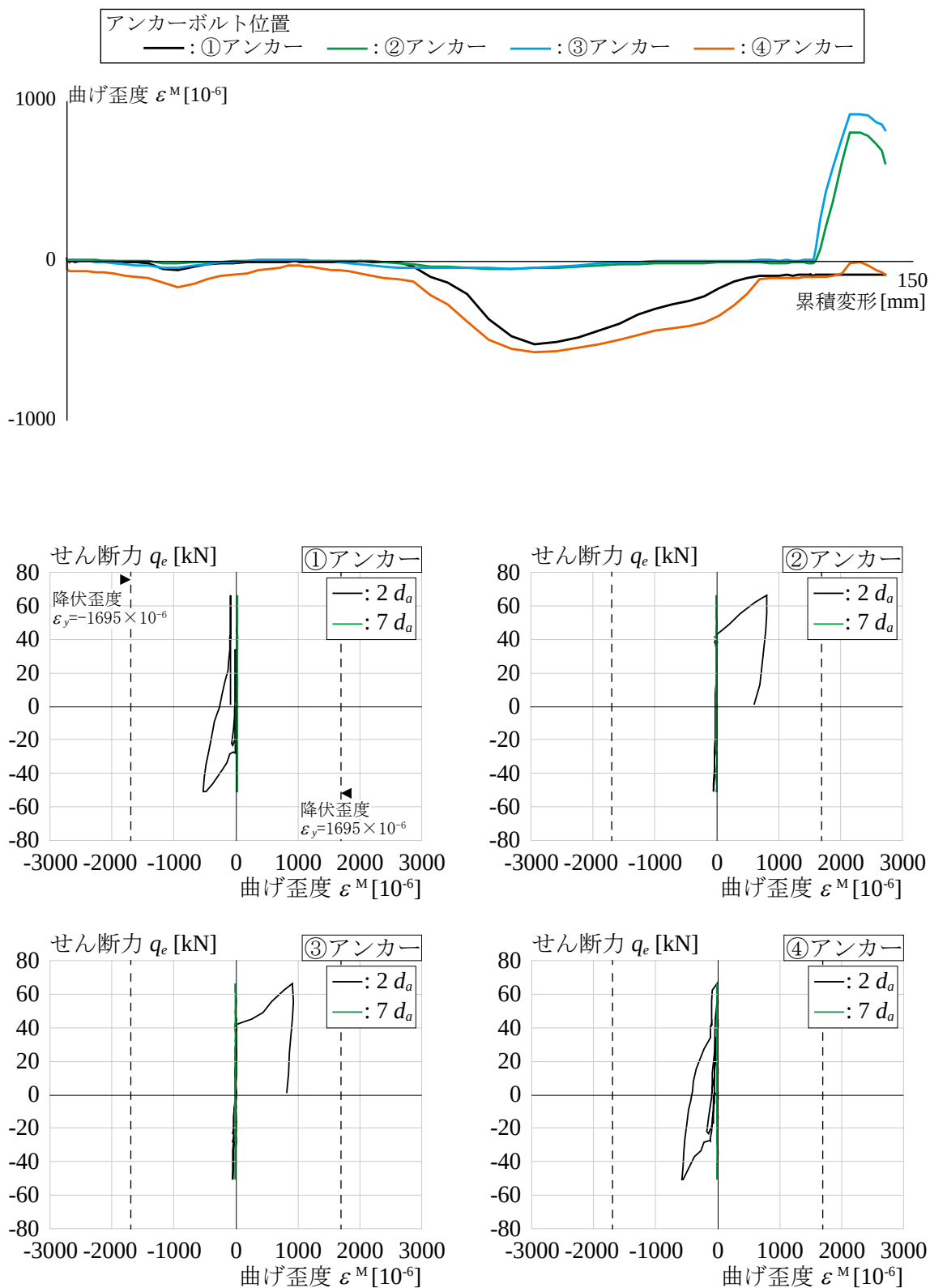


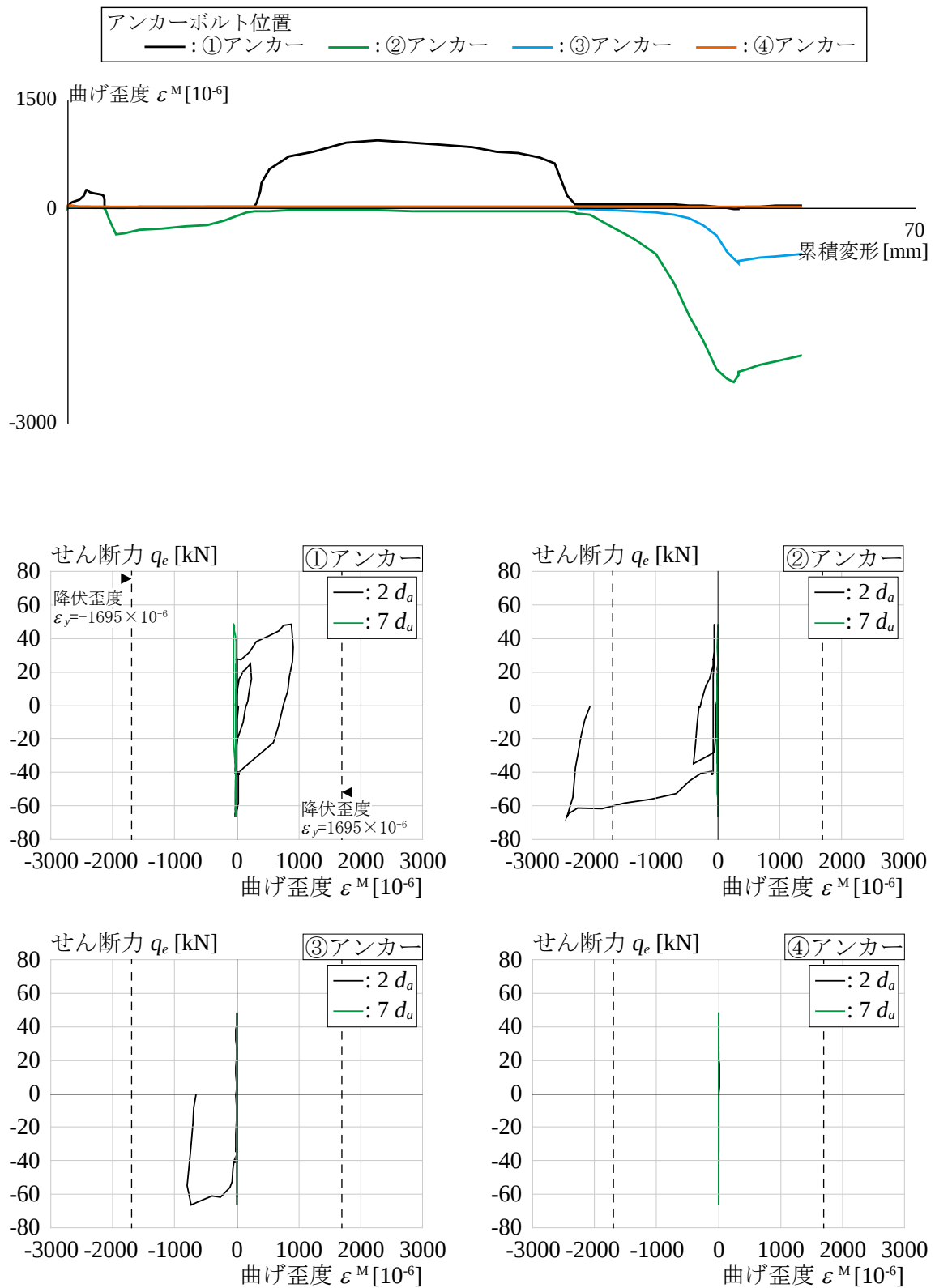
図 2.24 セン断力 q_e とアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M の関係

第2章 セン断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験



(a)165 試験体

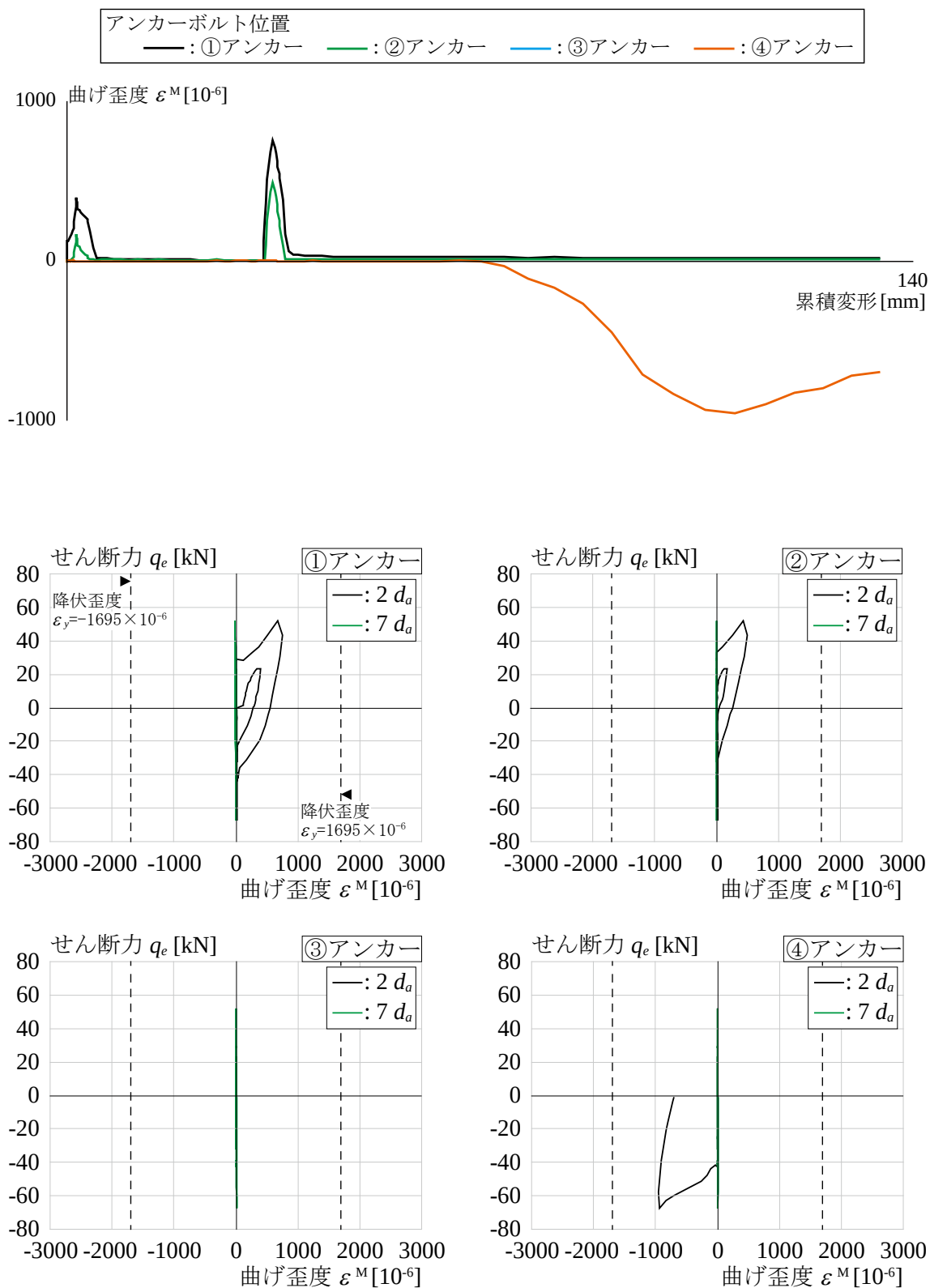
図 2.25 セン断力 q_e とアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M の関係 加力初期



(b)140 試験体

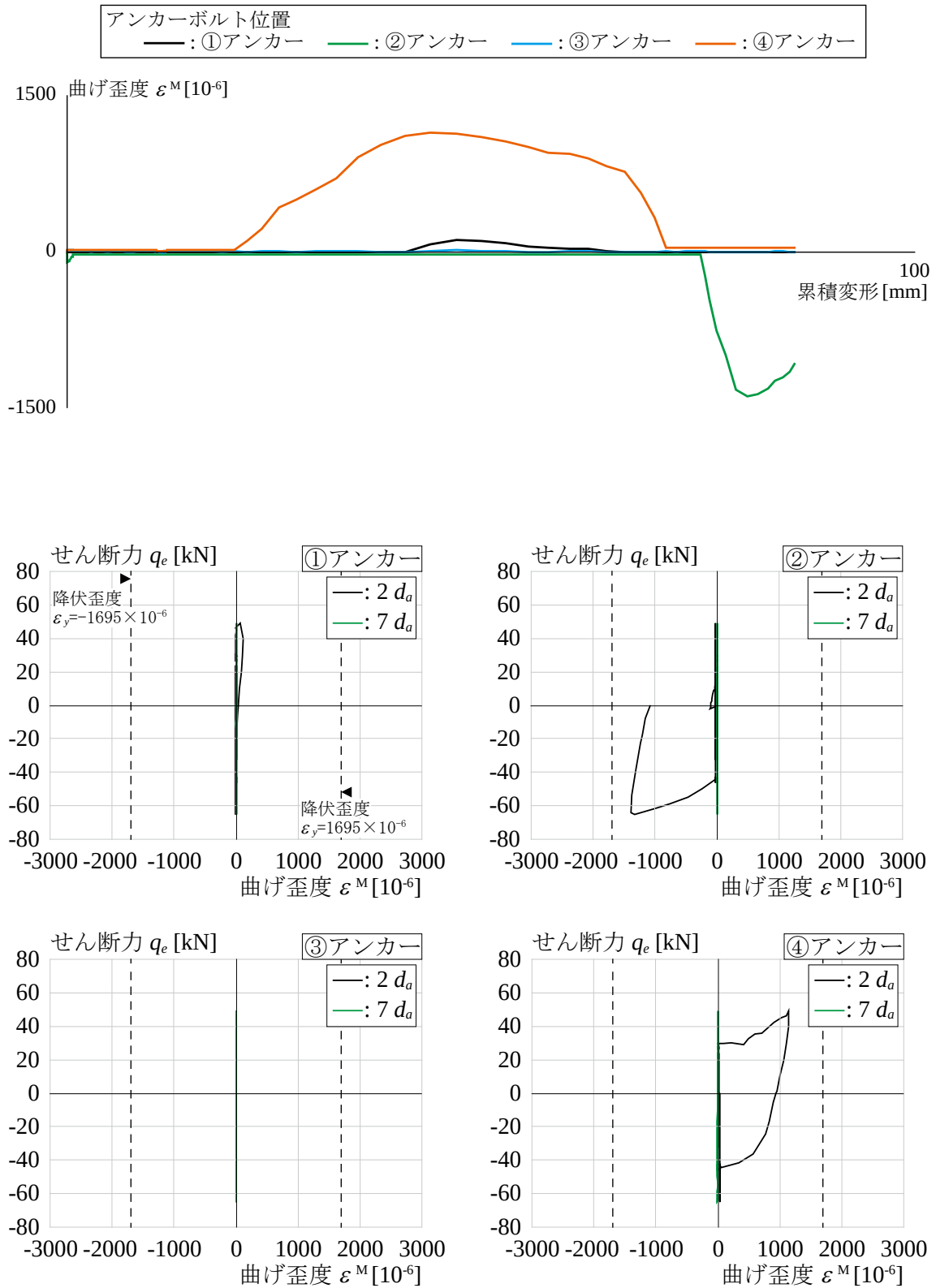
図 2.25 セン断力 q_e とアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M の関係 加力初期

第2章 セン断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験



(c)125 試験体

図 2.25 セン断力 q_e とアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M の関係 加力初期



(d)100 試験体

図 2.25 セン断力 q_e とアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M の関係 加力初期

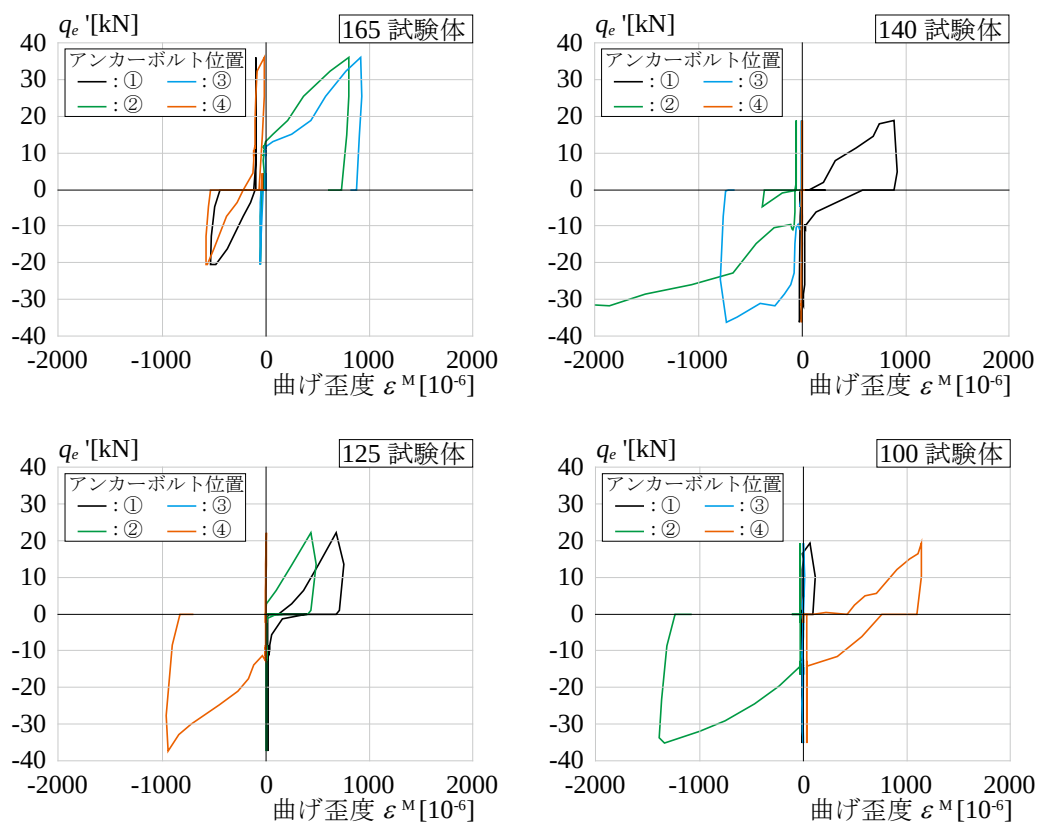


図 2.26 摩擦抵抗を除いたせん断力 q_e と曲げ歪度 ε^M の関係 加力初期

2.3.5.3 セン断力と軸直交変位関係

図 2.27 に単試験体のせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H の関係を示す。アンカーボルトのせん断力 q_e に対する軸直交変位 δ_H の関係の復元力特性はスリップ型の履歴である。正载荷方向では軸直交変位 δ_H が 0.5mm 程度からせん断力 q_e が増大している。その後除荷，負载荷時には軸直交変位 δ_H が 1.5mm 程度からせん断力 q_e が増大しており，正負合計で 2.0mm 程度のスリップ区間がある。これは，図 2.19 に示すアンカーボルトと加力治具の間のクリアランスと対応している。

繰返し载荷の初期における目標のせん断力が小さい範囲では，せん断力 q_e と軸直交変位 δ_H の関係における剛性に変化は見られない。しかし目標荷重 24kN を経験した後は剛性が低下した。これは比較的大きなせん断力を受けたことでアンカーボルトが加力治具内で変形し，アンカーボルトの曲げ戻しが生じたことによると考える。

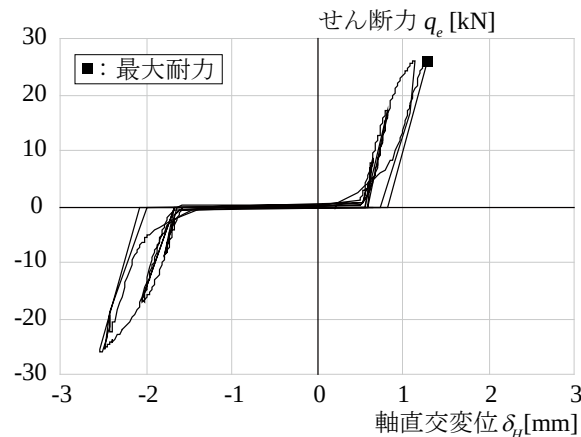


図 2.27 セン断力 q_e と軸直交変位 δ_H の関係 単試験体

図 2.28 に複試験体のせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H の関係を，全体と軸直交変位 δ_H が ± 12 mm の範囲で示す。実験経過について述べる。はしあき距離 h を 100mm とする 100 試験体は，+120kN で側方破壊が発生して耐力が低下した。その後の载荷で最大耐力である+213kN でせん断ひび割れが発生して耐力が低下した。125 試験体は，+92kN で側方破壊が発生して耐力が低下したが，その後の载荷では再び耐力が増加した。この後，载荷を一旦中断し，試験装置から試験体を一度外している。荷重-変形関係において灰色の線で示した曲線が再载荷の実験結果である。+312kN でせん断ひび割れが発生して耐力が低下したが，その後の载荷では再び耐力が増加した。最終的にこの試験体の最大耐力は+323kN であった。140 試験体は，+124kN で側方破壊が発生して耐力が低下したが，その後の载荷では再び耐力が増加した。+258kN でせん断ひび割れが発生して耐力が低下したが，その後の载荷では再び耐力が増加した。最終的に，この試験体の最大耐力は+310kN であった。165 試験体は，+184kN で側方破壊が発生して耐力が低下したが，その後の载荷では再び耐力が増加した。その後，

第2章 セン断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験

+294kN でせん断ひび割れが発生した。最終的に、この試験体の最大耐力は+411kN であった。

繰返し載荷の初期における目標のせん断力が小さい範囲では、せん断力 q_e と軸直交変位 δ_H の関係における剛性に変化は見られない。しかし目標荷重 90kN を経験した後は剛性が低下した。これは比較的大きなせん断力を受けたことでアンカーボルトが加力治具内で変形し、アンカーボルトの曲げ戻しが生じたことによると考える。これは、単試験体でも同様であった。

アンカーボルトのせん断力 q_e に対する軸直交変位 δ_H の関係の復元力特性は、軸直交変位 δ_H が零の時にせん断力 q_e が零でなく、図 2.27 に示す単試験体でのスリップ型の履歴と異なる。これは、アンカーの歪度性状でも確認されたが、鉛直軸力 p_e により摩擦抵抗 μq の影響である。

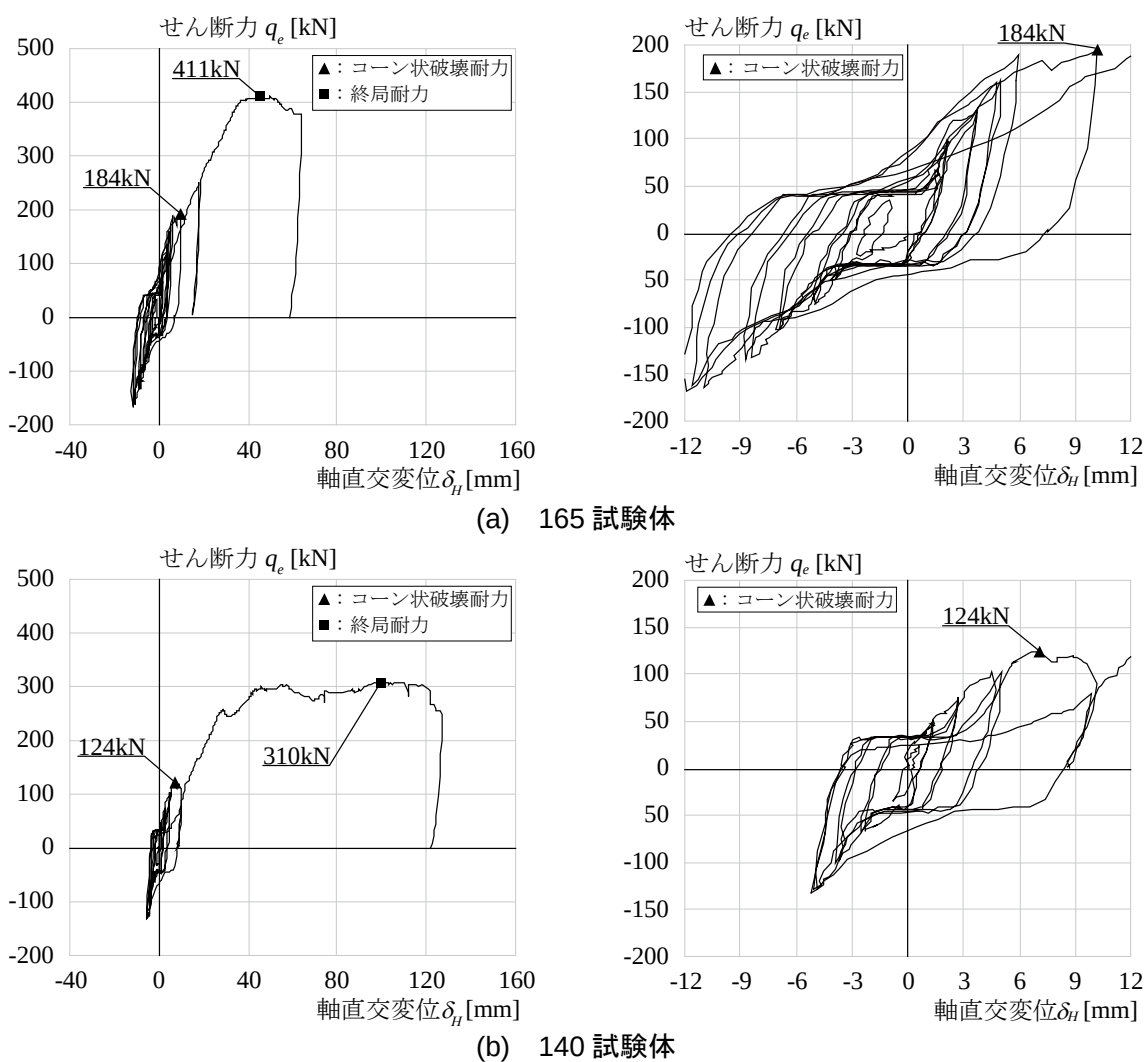


図 2.28 セン断力 q_e と軸直交変位 δ_H の関係 複試験体

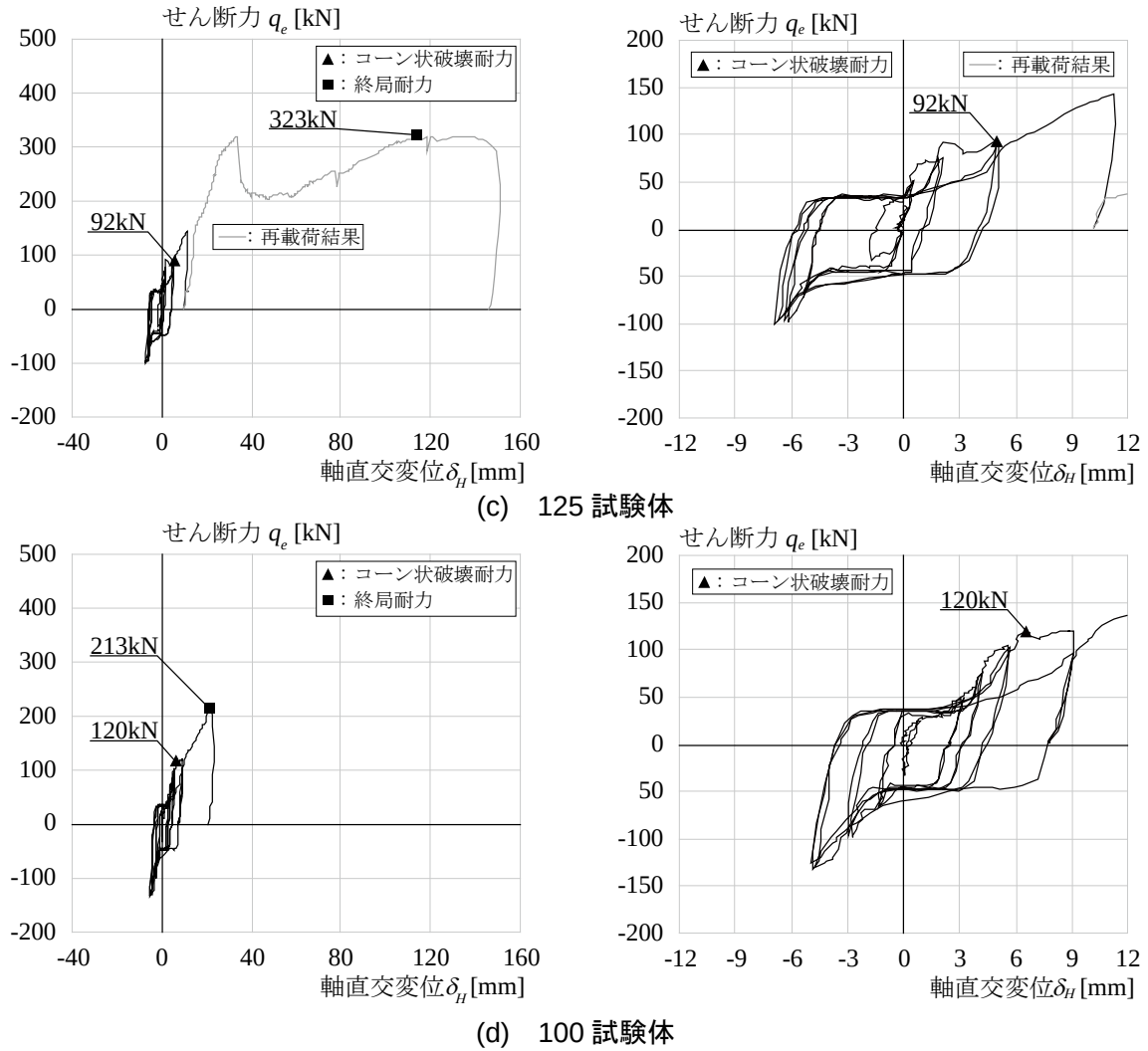


図 2.28 せん断力 q_e と軸直交変位 δ_H の関係 複試験体

式(2.5)より摩擦係数は 0.6 とし、摩擦抵抗が 30kN であると考え、式(2.6)を用いて摩擦抵抗 $f_r q$ 、及びアンカーボルトが負担しているせん断力 q_e' と軸直交変位 δ_H の関係を分離する。図 2.29 にアンカーボルトが負担しているせん断力 q_e' と軸直交変位 δ_H の関係を示す。ただしここでは、軸直交変位 δ_H が $\pm 12\text{mm}$ の範囲で示す。式(2.6)を再掲する。

$$q_e' = q_e - (\text{摩擦抵抗}) = \begin{cases} 0 & (|q_e| \leq 30) \\ q_e - 30 & (q_e > 30) \\ q_e + 30 & (q_e < -30) \end{cases} \quad (2.6) \text{ (再掲)}$$

図 2.29 において、軸直交変位 δ_H が零付近でせん断力 q_e' が零でない値で一定になっており、摩擦抵抗 $f_r q$ が完全に取り除けていない様子が確認できる。しかしながら、図 2.27 に示す単試験体に近いスリップ型の復元力特性を有したせん断力 q_e' と軸直交変位 δ_H の関係を得るこ

とができた。

せん断力 q_e' の増大が確認できる正負での軸直交変位 δ_H の和は、図 2.19 に示すアンカーボルトと加力治具の間のクリアランスである 5.8mm より小さくなっている。複試験体は 4 本のアンカーボルトから成っているため、各アンカーボルトでのクリアランスが異なるためである。そのため、せん断力 q_e' と軸直交変位 δ_H の関係における剛性も試験体に異なる。

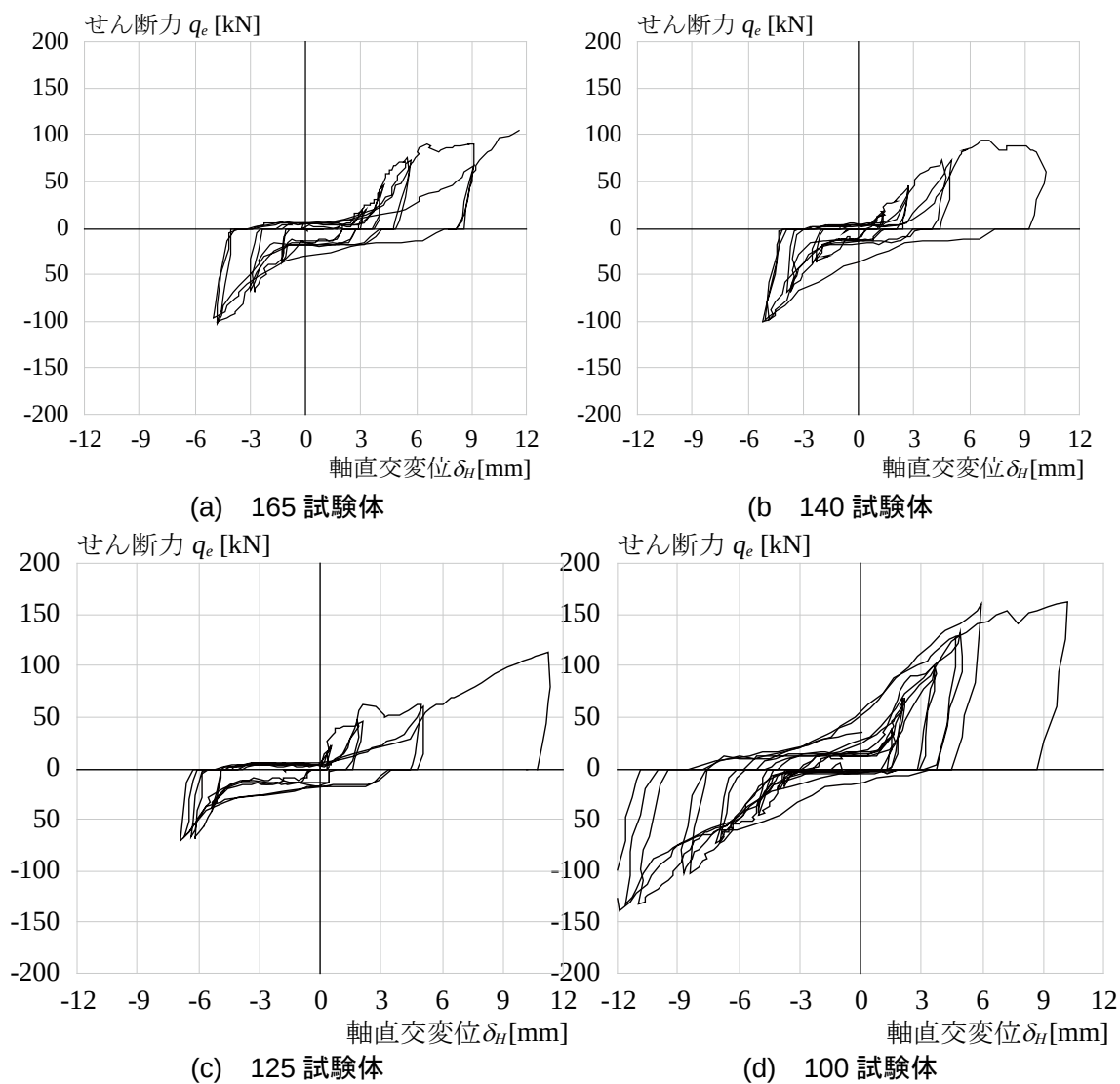


図 2.29 摩擦抵抗を除いたせん断力 q_e' と軸直交変位 δ_H の関係 複試験体

2.4. まとめ

第2章では、頭付きアンカーボルトのせん断単調載荷実験、及びせん断繰返し載荷を行い、アンカーボルトに入力するせん断力とアンカーボルトの軸直交変位の関係、破壊性状とそのときのせん断力、及びアンカーボルトに入力するせん断力とアンカーボルトの歪度性状の関係を取得した。以下に、第2章で得られた知見を示す。

- 1) アンカーボルトのコーン状破壊が想定される面に鉄筋が通るように配筋した試験体では、コーン状破壊時に負担できるせん断力が低下したが、軸直交変位の増大により再び負担できるせん断力が増大した。一方、鉄筋を配していない試験体では、コーン状破壊時に負担できるせん断力が急激に低下し破壊に至った。コーン状破壊時にコーン状破壊が想定される面に配した鉄筋に歪度が生じており、鉄筋の拘束効果によるものと考える。
- 2) コンクリートのコーン状破壊耐力は、せん断力を受ける方向のアンカーボルトからコンクリート端までの距離であるはしあき距離が大きいほど大きくなる傾向を示した。これは、既往の研究でも指摘されている。しかしアンカーボルト群として用いた場合は異なる傾向が見られた。これは、アンカーボルトとベースプレートを模した加力治具の間にクリアランスがあり、各アンカーボルトが負担するせん断力が同一ではないためであると考える。
- 3) アンカーボルトに生じている軸歪度と曲げ歪度を比較すると曲げ歪度が卓越しており、曲げ歪度が降伏歪度に達していることから、アンカーボルトは曲げ降伏していた。また、本実験では、アンカーボルトの降伏前後でせん断力と軸直交変位における剛性に大きな変化は見られず荷重は増大し、コンクリートのコーン状破壊に至った。
- 4) セン断力と軸直交変位関係における剛性は、実験パラメータであるはしあき距離がアンカーボルト径の3倍以上あれば同程度となった。一方、アンカーボルト群として用いる場合は、各アンカーボルトが負担するせん断力が同一ではないため、剛性にばらつきが生じた。
- 5) セン断力と軸直交変位関係の復元力特性はスリップ型の履歴であった。これは、アンカーボルトと加力治具の間のクリアランスによるものであり、クリアランスとスリップ区間が一致した。一方、アンカーボルト群として用いる場合は、各アンカーボルトでクリアランスが一定ではないためばらつきが生じた。
- 6) ベースプレートに鉛直軸力を与えた試験体において、アンカーボルトに曲げ歪度が作用

第2章 せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験

するときに作用しているせん断力より、ベースプレートと試験体コンクリート表面での摩擦係数は0.6であった。

【参考文献】

- 2.1) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構，2011.2
- 2.2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2006
- 2.3) 太田義弘，岡本晴彦，東端泰夫：鋼管コンクリート柱とプレキャストプレストレスコンクリート梁との圧着接合に関する研究 鋼板とコンクリートの圧着接合面におけるせん断力伝達，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.897-898，1996.9

第 3 章

せん断力を受ける各種アンカーボルトの耐力と剛性の評価

3.1. はじめに

第 3 章では、第 2 章で得られたコンクリートに埋込まれ、せん断力を受ける頭付きアンカーボルトのせん断耐力、頭付きアンカーボルトに作用するせん断力と頭付きアンカーボルトの曲率の関係、及び頭付きアンカーボルトに作用するせん断力と頭付きアンカーボルトの軸直交変位の関係、の評価を行う。せん断耐力として、実験ではコンクリートのコーン状破壊時のせん断力をコーン状破壊耐力として取得しており、日本建築学会の各種合成構造設計指針^{3.1)}と Eligehausen et al.^{3.2)}の Concrete Capacity Method (CC 法) で評価を試みる。頭付きアンカーボルトの曲げ歪度、及び軸直交変位は、コンクリートを弾性床に、頭付きアンカーボルトを弾性梁に置換することで弾性床上梁理論 (BEFT) を適応し評価を試みる。

せん断耐力評価に用いる日本建築学会の各種合成構造設計指針^{3.1)}は、松崎らの既往実験^{3.3)}結果の中央値を与えるように定められており、本実験結果と既往実験結果との対応を確認することができる。また CC 法は、コンクリートのコーン状破壊耐力評価のみを目的としているが、アメリカ合衆国では Concrete Capacity Design Method として設計に用いられており、Eligehausen et al.^{3.2)}の既往実験結果の中央値を与えるように定められている。

頭付きアンカーボルトの曲げ歪度、及び軸直交変位の評価に用いる BEFT は、弾性床ばねと、弾性床ばねが連続的に支持する弾性梁の力学的挙動を数学的に解析できる。頭付きアンカーボルトへ適応する際、コンクリートを置換する弾性床ばねの力学的特性が重要であり、その導出を試みた。

接着系アンカーボルトに対して、頭付きアンカーボルトと同様に BEFT を適応し、既往研究^{3.4)}でのせん断力 1mm 時のせん断力を評価することを試みた。このとき、頭付きアンカーボルトと異なり、コンクリートのアンカーボルトの間に接着剤が介在するため、接着材を置換する弾性床を勘案することとした。

3.2. 終局耐力評価

3.2.1 各種合成構造設計指針^{3.1)}

せん断力を受ける各種アンカーボルトの耐力 q_a は、アンカーボルトの種類に関わらず、アンカーボルトのせん断強度により決まる場合 q_{a1} 、定着したコンクリートの支圧強度により決まる場合 q_{a2} 、及び設置されたコンクリートのコーン状破壊により決まる場合 q_{a3} 、の最小の値で決まる。 q_a を式(3.1)に、 q_{a1} を式(3.2)に、 q_{a2} を式(3.3)に、 q_{a3} を式(3.4)にそれぞれ示す。ここに示す評価式はアンカーボルト 1 本に適用し、複数本を併用する場合は適宜累加して求める。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) \quad (3.1)$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{qa} \cdot {}_{ac}a \quad (3.2)$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_{qa} \cdot {}_{ac}a \quad (3.3)$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_{qc} \quad (3.4)$$

ここで、 ϕ は表 3.1 に示される低減係数、 ${}_s\sigma_{qa}$ はアンカーボルトのせん断強度[N/mm²]、 ${}_{ac}a$ はアンカーボルトの断面積[mm]で軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方、 ${}_c\sigma_{qa}$ はコンクリートの支圧強度[N/mm²]、 ${}_c\sigma_t$ はコンクリートの引張強度[N/mm²]、 A_{qc} はせん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積[mm²]である。

低減係数 ϕ は、許容応力度設計法に対応できるように終局強度に乗じる値で長期荷重用、短期荷重用を設定している。また、耐力が決まる材料に応じてその値を決定している。つまり、鋼材であるアンカーボルトは、鋼構造設計規準と同様に長期荷重用には 2/3 を、短期荷重用には 1.0 を設定している。また、脆性材料であるコンクリートは、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説と同様に長期荷重用には 1/3 を、短期荷重用には 2/3 を設定している。

表 3.1 低減係数

	ϕ_1	ϕ_2
長期荷重用	2/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3

アンカーボルトのせん断強度 ${}_s\sigma_{qa}$ は、式(3.5)により定まる。

$${}_s\sigma_{qa} = 0.7 \cdot {}_s\sigma_y \quad (3.5)$$

ここで、 ${}_s\sigma_y$ はアンカーボルトの規格降伏点強度[N/mm²]である。

コンクリートの支圧強度 ${}_c\sigma_{qa}$ は、式(3.6)により定まる。

$${}_c\sigma_{qa} = 0.5\sqrt{F_c \cdot E_c} \quad (3.6)$$

ここで、 F_c はコンクリート設計規準強度[N/mm²], E_c はコンクリートのヤング係数[N/mm²]である。

コンクリートの引張強度 ${}_c\sigma_t$ は式(3.7)により定まる。

$${}_c\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c} \quad (3.7)$$

せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積 A_{qc} は図 3.1 に示すように、アンカーボルトからせん断方向に対して広がる半円の面積であり、コンクリート端までの距離であるはしあき距離 h によって決まり、式(3.8)により定まる。コンクリートのせん断力方向に対して垂直方向のコンクリート端までの距離、へりあき距離 c によっては有効投影面積 A_{qc} は低減される。同様に、アンカーボルトを群として用いた場合、各アンカーボルトの有効投影面積 A_{qc} が重複しないように低減する。

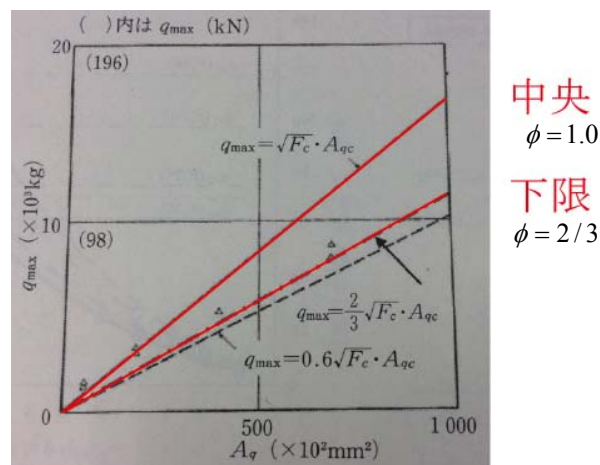
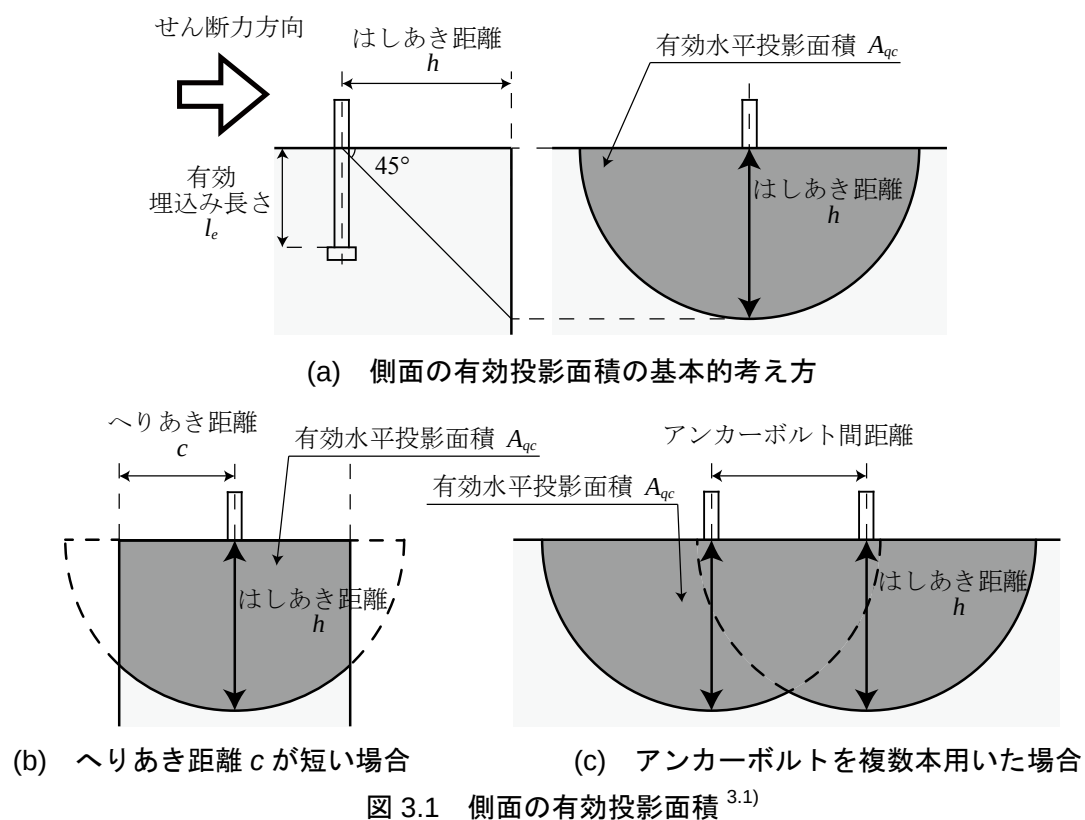
$$A_{qc} = \frac{1}{2}h^2\pi \quad (3.8)$$

ここで、 h はコンクリートのはしあき距離[mm]である。

コンクリートのコーン状破壊耐力に対する低減係数の信頼性を、既往研究の実験結果をもとに、実験で得られたコンクリートのコーン状破壊耐力と各種合成構造設計指針でのコーン状破壊耐力評価式を比較し、以下の様に確認する。

せん断力のみを受ける場合のコンクリートのコーン状破壊耐力に対する、既往研究の実験結果と各種合成構造設計指針の評価値の対応を図 3.2 に示す。図中には、平均値を与えるとしている低減係数 1.0、および下限を与えるとしている低減係数 2/3 を示す。全 8 体に対して、実験結果を耐力評価値で除した値の平均値は 0.71 であった。また、耐力評価式で下限を与えるとしている低減係数 2/3 を下回った試験体は全 8 体に対して 2 体であった。

既往研究で得られたデータ数は少ないですが、上記の検討から指針で示されているコンクリートのコーン状破壊式の低減係数 1.0 は平均値を捉えていない傾向があることがわかる。また、せん断力のみを受ける場合は、低減係数 2/3 程度が平均を捉える傾向にあった。



3.2.2 Concrete Capacity Method (CC 法) ^{3.2)}

コンクリートのコーン状破壊耐力評価式として、アメリカで著名な CC 法がある。CC 法評価式を式(3.9)、に示す。

$$V_{u,c} = \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot V_{u,c}^0 \quad (3.9)$$

ここで、 $V_{u,c}$ はコンクリートのコーン状破壊耐力[kN]、 $A_{c,V}^0$ は式(3.10)から求まるコーン状破壊面の投影面積[mm²]、 $A_{c,V}$ は図 3.3 で示されるコーン状破壊面の有効投影面積[mm²]、 $\psi_{s,V}$ は式(3.11)から求まるはしあき距離やへりあき距離による低減係数、 $V_{u,c}^0$ は式(3.12)から求まるコンクリートのコーン状破壊耐力を決定する上で基準となるコーン状破壊耐力[kN]である。

$$A_{c,V}^0 = 4.5 \cdot h^2 \quad (3.10)$$

$$\psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{1.5 \cdot h} \leq 1.0 \quad (3.11)$$

$$V_{u,c}^0 = 3.0 \cdot d_a^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot f_{cc,200}^{0.5} \cdot h^{1.5} \quad (3.12)$$

ここで、 h はコンクリートのはしあき距離[mm]、 c はコンクリートのへりあき距離[mm]、 d_a はアンカーボルト軸径[mm]、 l_f は有効埋込み長さ[mm]、 $f_{cc,200}^{0.5}$ は立方の供試体におけるコンクリート圧縮強度[N/mm²]、 α 、 β は式(3.13)、(3.14)から求まる定数である。

$$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{l_f}{e} \right)^{0.5} \quad (3.13)$$

$$\beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d_a}{e} \right)^{0.5} \quad (3.14)$$

日本で一般的にコンクリートの材料試験で用いられている供試体は円柱形であるため、立方の供試体におけるコンクリート圧縮強度 $f_{cc,200}^{0.5}$ を式(3.15)により円柱形の供試体から得られるコンクリートの圧縮強度 σ_B [N/mm²]に変換する。

$$f_{cc,200}^{0.5} = \frac{1}{0.85} \cdot \sigma_B \quad (3.15)$$

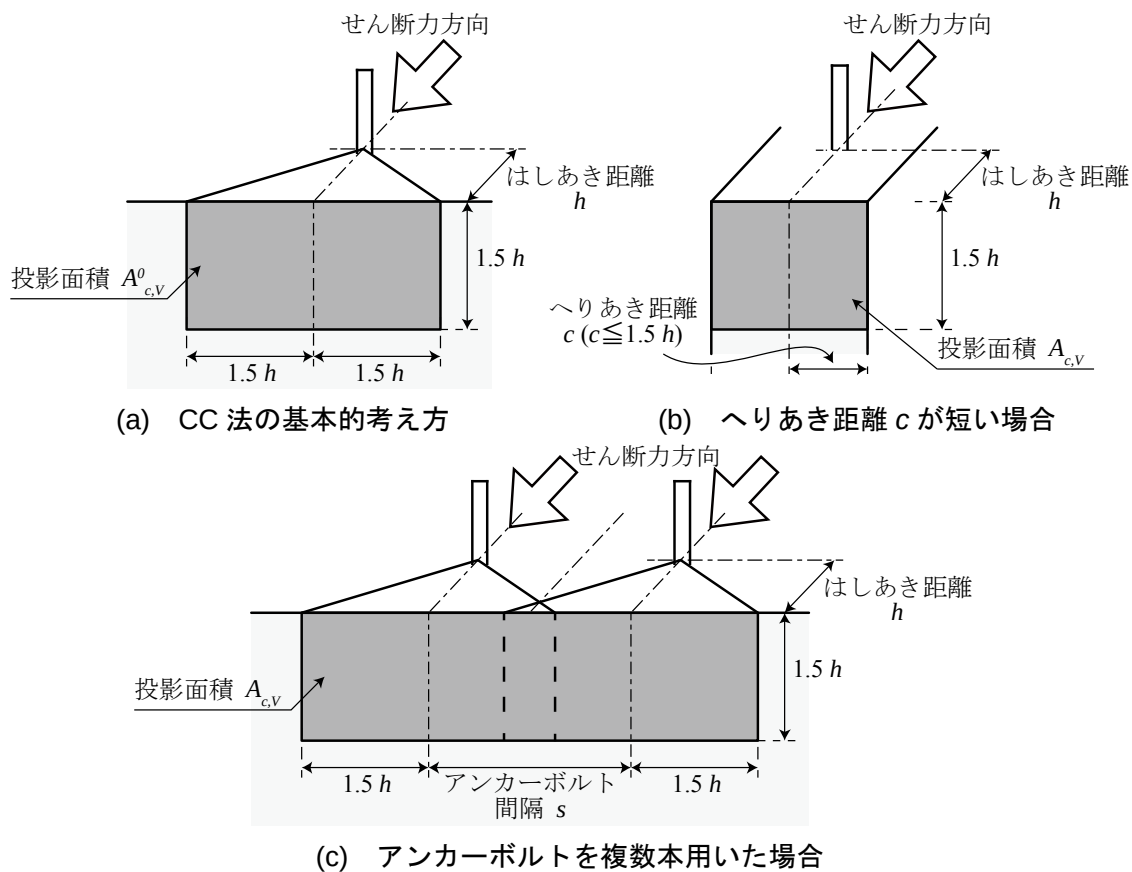


図 3.3 側面の有効投影面積 CC法による

3.2.3 実験結果との比較^{3.1,2)}

表 3.2 に単調載荷実験, 及び繰返し載荷実験の複試験体の結果と, 各種合成構造設計指針, 及び CC 法による評価結果を併せて示す。

表 3.2(a)に単調載荷実験の結果を示す。単調載荷実験の破壊性状は, 全ての試験体でコンクリートのコーン状破壊であった。一方, 各種合成構造設計指針によりアンカーボルトのせん断強度により決まる場合 q_{a1} , 定着したコンクリートの支圧強度により決まる場合 q_{a2} , 及び設置されたコンクリートのコーン状破壊により決まる場合 q_{a3} , の最小の値で決まる q_a は, 110, 65, 40 試験体ではコーン状破壊により決まる場合の耐力 q_{a3} でアンカーボルトのせん断耐力 q_a が決まっているが, 140 試験体ではアンカーボルトのせん断耐力 q_a がアンカーボルトのせん断強度により決まる場合の耐力 q_{a1} によって決まっており, 実験での破壊性状と各種合成構造設計指針で想定される破壊モードは異なっている。CC 法によるコーン状破壊耐力 $V_{u,c}$ は, 各種合成構造設計指針によりコーン状破壊耐力 q_{a3} より大きくなっている。特に 40 試験体では倍以上に評価している。

表 3.2(b)に繰返し載荷実験の複試験体の結果を示す。なお, 単試験体は, 実験で意図しない破壊形状で終局耐力が決定してしまったため, 評価対象から外している。各種合成構造設計指針でのアンカーボルトのせん断強度により決まる場合の耐力 q_{a1} と定着したコンクリートの支圧強度により決まる場合の耐力 q_{a2} は式(3.2), (3.3)により求まるアンカーボルト 1 本のせん断耐力を 4 倍して 4 本分として評価した。コンクリートのコーン状破壊により決まる場合の耐力 q_{a3} は式(3.3)に基づき求めたが, 図 3.1 に示す有効投影面積 A_{qc} がはしあき距離 h が小さい方の 2 本と大きい方の 2 本で異なり, コーン状破壊は有効投影面積 A_{qc} が小さい方, つまりはしあき距離 h が小さい方の 2 本で生じる。そこでコーン状破壊により決まる場合の耐力 q_{a3} は, 図 3.4 に示すように, はしあき距離 h が小さい方の 2 本のアンカーボルトから求まる有効投影面積 A_{qc} を 2 倍して 4 本分のコーン状破壊耐力 q_{a3} を評価することとした。

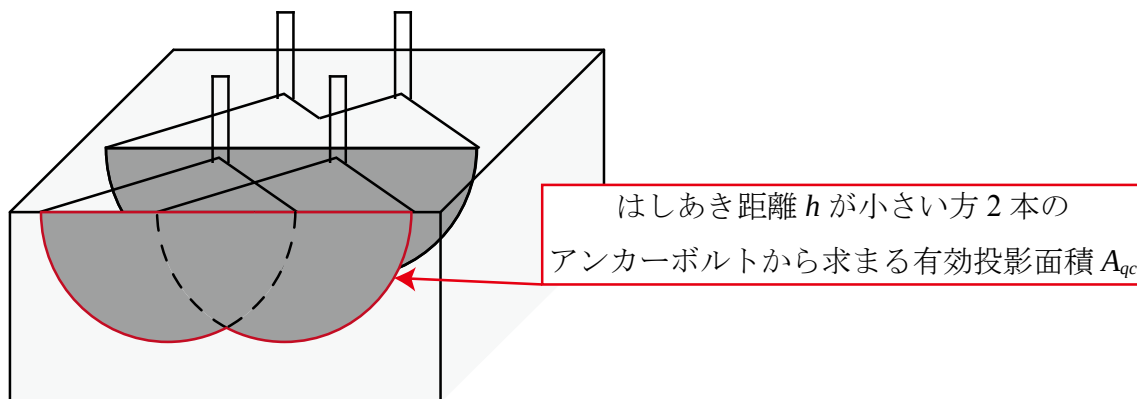


図 3.4 アンカーボルト群での有効投影面積

第3章 セン断力を受ける各種アンカーボルトの耐力と剛性の評価

繰返し載荷実験の複試験体の破壊性状は、全ての試験体でコンクリートのコーン状破壊であった。各種合成構造設計指針によりアンカーボルトのせん断強度により決まる場合 q_{a1} 、定着したコンクリートの支圧強度により決まる場合 q_{a2} 、及び設置されたコンクリートのコーン状破壊により決まる場合 q_{a3} 、の最小の値で決まる q_a も全ての試験体でコーン状破壊により決まる場合の耐力 q_{a3} でアンカーボルトのせん断耐力 q_a が決まっており、実験での破壊性状と各種合成構造設計指針で想定される破壊モードが対応している。CC 法によるコーン状破壊耐力 $V_{u,c}$ は、各種合成構造設計指針によりコーン状破壊耐力 q_{a3} と同様にはしあき距離 h が小さい方の2本から求まる有効投影面積 $A_{c,v}$ を2倍することで4本分のアンカーボルトの耐力とした。CC 法によるコーン状破壊耐力 $V_{u,c}$ は、はしあき距離 h が 100, 125 試験体では単調載荷実験と同様に、各種合成構造設計指針のコーン状破壊 q_{a3} より大きくなっている。

表 3.2 実験結果と評価結果

(a) 単調載荷実験

試験体	実験結果		評価結果				
	破壊性状	終局耐力	各種合成構造設計指針				CC 法
		max q_e	アンカー破断	支圧破壊	コーン状破壊	q_a	コーン状破壊
			q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}		$V_{u,c}$
	—	kN	kN				kN
140	コーン状破壊	47	30	55	50	30	51
110		34		54	31	30	37
65		12			11	11	19
40		5			4	4	11

(b) 繰返し載荷実験 複試験体

試験体	実験結果			評価結果				
	破壊性状	コーン状 破壊耐力	終局耐力	各種合成構造設計指針				CC 法
				アンカー 破断	支圧 破壊	コーン状 破壊	q_a	コーン状 破壊
		cq_e	$\max q_e$	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}		$V_{u,c}$
	—	kN	kN	kN				kN
165	コーン状 破壊	184	411	291	673	285	285	186
140		124	310		675	218	218	188
125		92	323		678	181	181	191
100		120	213		675	125	125	179

図 3.5 に単調載荷実験の終局耐力 $\max q_e$ と各種合成構造設計指針によるアンカーボルトのせん断耐力 q_a 、及びコンクリートのコーン状破壊により決まる場合の耐力 q_{a3} の関係を示す。なお、単調載荷実験の終局耐力 $\max q_e$ はコンクリートのコーン状破壊で決まっており、コーン状破壊耐力ということもできる。

図 3.4(a)より、各種合成構造設計指針によるアンカーボルトのせん断耐力 q_a は、実験結果である終局耐力（コーン状破壊耐力） $\max q_e$ を小さく評価している。特に 140 試験体は 5 割程度小さく評価している。これは前述の様に、各種合成構造設計指針により想定する破壊モードが破壊性状と異なっていたためだと考える。

図 3.4(b)より、計算値を実験での破壊性状と対応させると、評価結果の精度は向上した。

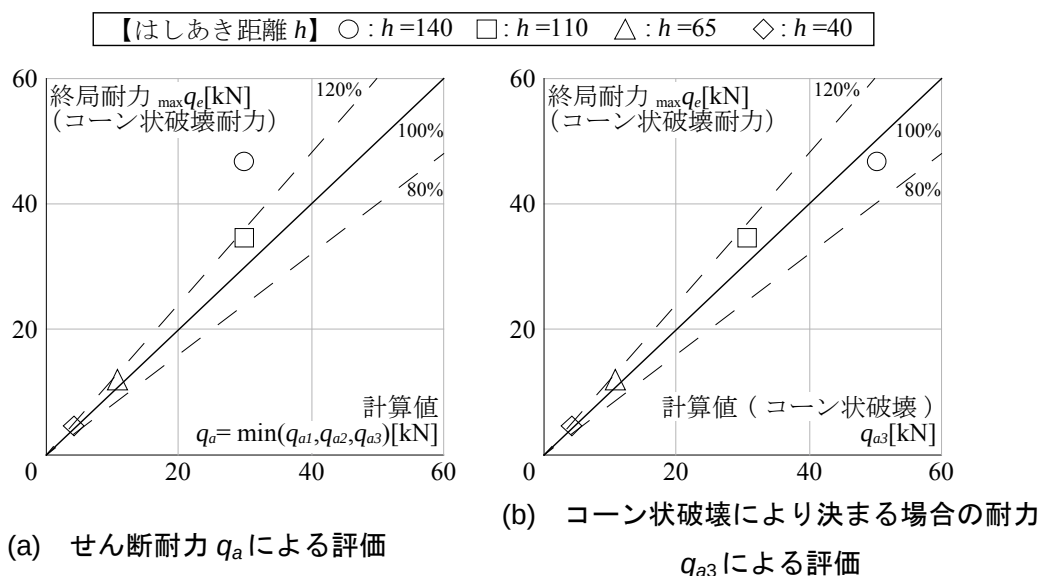


図 3.5 コーン状破壊耐力を各種合成構造設計指針（最小値）に基づいて評価

図 3.6 に単調載荷実験の終局耐力 $\max q_e$ と CC 法によるアンカーボルトのせん断耐力 $V_{u,c}$ の関係を示す。全試験体に対して危険側に評価している。

単調載荷実験では、CC 法より各種合成構造設計指針での評価式の方が精度は良い。

図 3.7 に複試験体のコーン状破壊耐力 cq_e から摩擦係数を 0.6 とした摩擦抵抗 μq ($=30\text{kN}$) を引いて求めたアンカーボルトが負担したせん断力 q_e' と各種合成構造設計指針によるアンカーボルトのせん断耐力 q_a 、及びコンクリートの CC 法のコーン状破壊耐力 $V_{u,c}$ の関係を示す。

図 3.6(a)において、各種合成構造設計指針によるアンカーボルトのせん断耐力 q_a は全ての試験体でコンクリートのコーン状破壊により決まる場合の耐力 q_{a3} で決まっている。実験でのコーン状破壊耐力 cq_e から摩擦抵抗 μq を除いた耐力 q_e' に対して各種合成構造設計指針によるアンカーボルトのせん断耐力 q_a は大きく、危険側に評価している。125 試験体では 7 割程度危険側に評価している。これは、第 2 章のアンカーボルトの歪度性状で確認されたが、アンカーボルト 4 本が均等にせん断力を負担していないからである。そのため、アンカーボルト 4 本分で計算されているため、過大となり危険側の評価になったと考える。

図 3.6(b)において CC 法でも実験結果を危険側に評価している。これもアンカーボルト 4 本が均等にせん断力を負担していることを想定しているためだと考える。

またここではコーン状破壊耐力 cq_e から摩擦抵抗 μq を除いた耐力 q_e' に対して評価を行った。しかし実験ではせん断力 q_e と同時に鉛直軸力 p_e が同時に作用している。鉛直軸力 p_e は摩擦抵抗 μq としてせん断耐力に勘案しているが、コーン状破壊しているコンクリートにはせん断力と圧縮力が作用している。そのため、コーン状破壊耐力が低下していることが考えられる。

実験結果を危険側に評価している原因として、繰返し載荷による影響はないと考える。これは、コーン状破壊が靱性乏しいコンクリートが破壊することにより生じるからである。

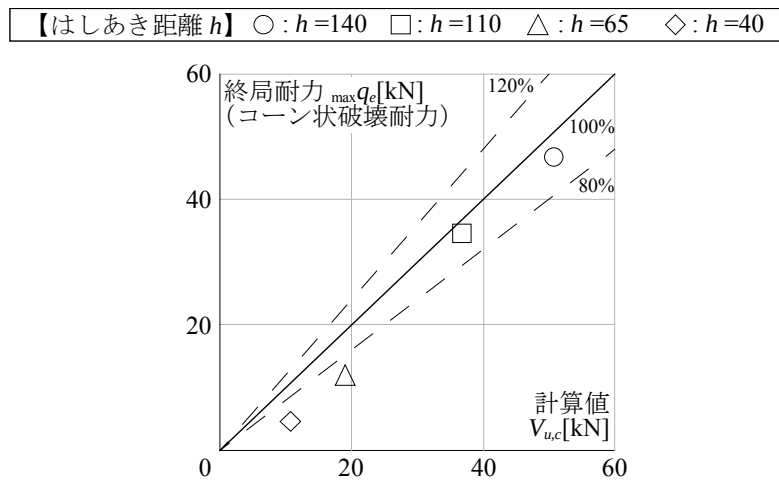


図 3.6 コーン状破壊耐力を CC 法に基づいて評価

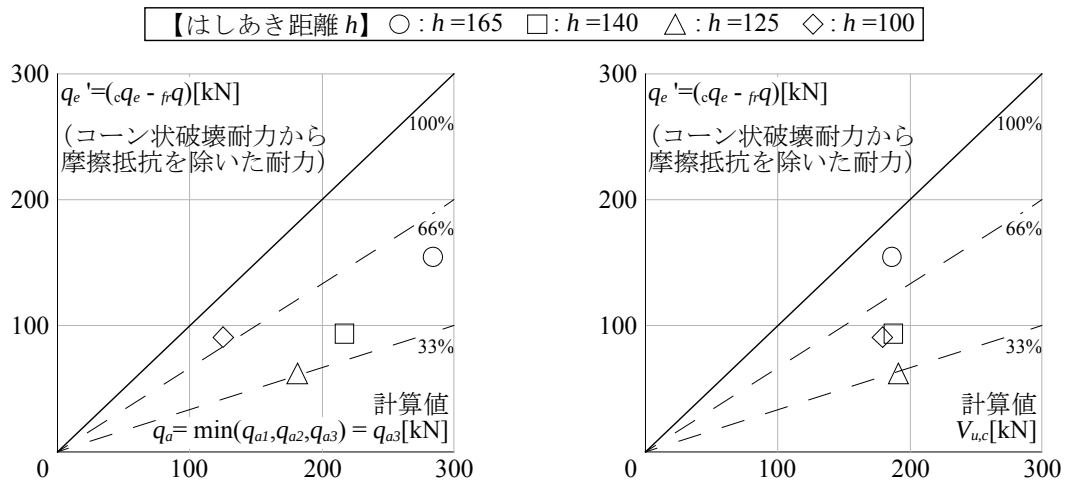


図 3.7 コーン状破壊耐力を各種合成構造設計指針（最小値）に基づいて評価

3.3. 弾性床上梁理論 (BEFT) による剛性評価

3.3.1 弾性床上梁理論 (BEFT)

弾性床上梁理論 (以下, BEFT) は, 図 3.8 に示すような弾性床ばねと, 弾性床ばねが連続的に支持する弾性梁の力学的挙動を評価できる。BEFT の方程式は式(3.16)で示される。なお, 式(3.16)で弾性梁のせん断弾性係数 $G[\text{N/mm}^2]$ は無限大であると仮定している。

$$EI \cdot (d^4 y / dx^4) + k' \cdot d \cdot y_1 = p(x) \quad (3.16)$$

ここで, x は図 3.7 に示す弾性梁の始点からの位置[mm], y_1 は弾性梁の変位[mm], EI は弾性梁の曲げ剛性[Nmm^2], $p(x)$ は外力の分布荷重[N], d は弾性梁の直径[mm], k' は弾性梁の単位長さ当たりの弾性ばねのばね定数[N/mm^3]であり, 反力係数と呼ばれている。弾性床ばねは, 伸縮ともにばね定数 k の弾性ばねである。

BEFT の一般解を求めるにあたり境界条件を設定する必要がある。本論ではアンカーボルトへの適応を目的としているため, 外力の分布荷重 $p(x)$ を零とする。また図 3.9 に示すような, アンカーボルトを置換した弾性梁の埋込み方向の長さが無限であるとした半無限長梁を与えた。これは, 式(3.17)で示される。ここで, x は図 3.8 に示す弾性梁の始点からの埋込み方向の位置[mm], y_1 は始点での弾性梁の変位[mm]と再定義する。さらに, 外力はコンクリート表面上のアンカーボルト断面に作用することを想定して, 弾性梁の始点 ($x=0$) にせん断力 Q_0 [N]と曲げモーメント M_0 [Nmm]を与えた。これは, 式(3.18), 式(3.19)で示される。以上から, BEFT の一般解は式(3.20)と得られた。

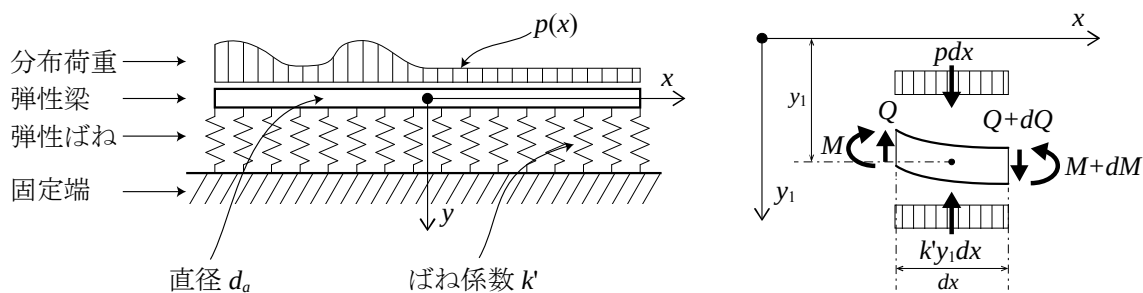


図 3.8 弾性床上梁理論

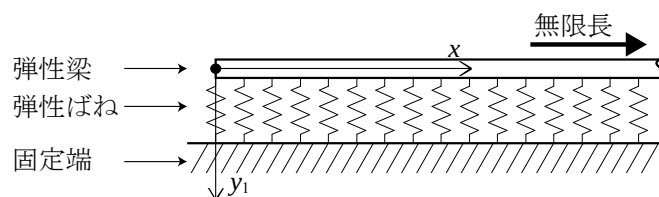


図 3.9 境界条件 半無限長梁

$$y_1|_{x \rightarrow \infty} = 0 \quad (3.17)$$

$$Q|_{x=0} = EI \cdot d^3 y_1 / dx^3 = Q_0 \quad (3.18)$$

$$M|_{x=0} = EI \cdot d^2 y_1 / dx^2 = M_0 \quad (3.19)$$

$$\begin{Bmatrix} y_1 \\ d/dx y_1 \\ d^2/dx^2 y_1 \\ d^3/dx^3 y_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ \theta \\ -M/EI \\ -Q/EI \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{Q_0 + \beta M_0}{2EI\beta^3} & \frac{M_0}{2EI\beta^2} \\ \frac{Q_0 + 2\beta M_0}{2EI\beta^2} & \frac{Q_0}{2EI\beta^2} \\ -\frac{M_0}{EI} & -\frac{Q_0 + \beta M_0}{EI\beta} \\ -\frac{Q_0}{EI} & \frac{Q_0 + 2\beta M_0}{EI} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e^{-\beta x} \cos \beta x \\ e^{-\beta x} \sin \beta x \end{Bmatrix} \quad (3.20)$$

ここで，定数 $\beta[\text{mm}^{-1}]$ は反力係数 k' の関数であり，式(3.21)で示される。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k'd}{4EI}} \quad (3.21)$$

以上より，コンクリート表面上のアンカーボルトの軸直交変位，つまり BEFT での弾性梁の始点（ $x=0$ ）での変位 y_1 は，式(3.22)で示される。

$$y_1 = \frac{Q_0 + \beta \cdot M_0}{2EI\beta^3} \quad (3.22)$$

3.3.2 頭付きアンカーボルト

3.3.2.1 頭付きアンカーボルトへの BEFT の適応

弾性床上梁理論 (BEFT) を用いて頭付きアンカーボルトの剛性評価を行う。

図 3.10 に示すように、アンカーボルトがコンクリートに直接接触している頭付きアンカーボルトに対して、アンカーボルトを弾性梁に、コンクリートを弾性床に置換することで BEFT を適応し、頭付きアンカーボルトのアンカーボルトと周辺コンクリートの力学的挙動の評価を BEFT によって行うことを試みる。

弾性梁の曲げ剛性 EI はアンカーボルトの曲げ剛性と同義となる。また弾性梁の直径 d は、アンカーボルトがコンクリートと接触している範囲での径と考え、アンカーボルトの軸径 $d_a[\text{mm}]$ と同義となり、式(3.23)が示される。

$$d = d_a \quad (3.23)$$

頭付きアンカーボルトでは周囲をコンクリートに拘束されているため、アンカーボルトがせん断力を受けた時にコンクリートから離間する側と接触する側の弾性床ばねを設定する必要がある。コンクリートからアンカーボルトが離間する方向での耐力は接触する方向に比べて十分に小さいとすると、弾性床ばねはそれぞれ図 3.9 に示すような、接触方向にはある剛性を持った応力度と変位の関係を、離間方向には常に応力度が零となる応力度と変位の関係を有した非線形弾性ばねとなる。このとき、接触側の応力度と変位の関係における剛性であるばね定数はコンクリート反力係数 k_c' として定義される。この接触側と離間側の二つの非線形弾性ばねを、離間方向には常に応力度が零である応力度と変位の関係に着目して一つの弾性床ばねに合成する。これによって、頭付きアンカーボルトにおける周辺コンクリートの弾性床ばねは、弾性床上梁理論の方程式 (式(3.16)) における弾性床ばねの反力係数 k' と同様に伸縮ともに同一のばね定数であるコンクリート反力係数 k_c' で定まる弾性ばねに置換でき、BEFT が適応できると考える。以上より、 k' は k_c' と同義となり、式(3.24)が示される。

$$k' = k_c' \quad (3.24)$$

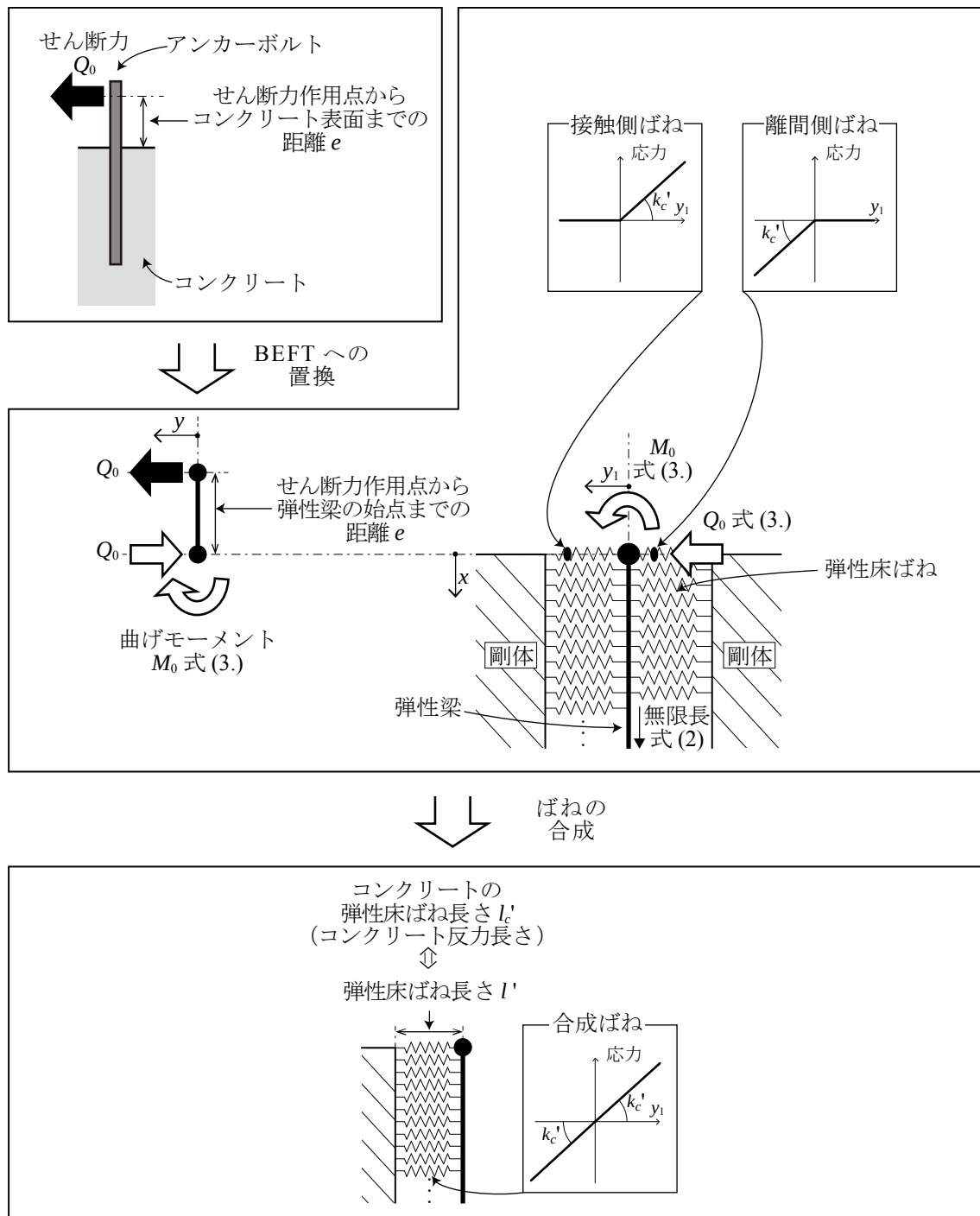


図 3.10 弾性床上梁理論とアンカーボルトへの適応

3.3.2.2 コンクリート反力係数 k_c'

コンクリート反力係数 k_c' は、コンクリートに作用する圧縮応力度とそれに伴う圧縮変位の関係における剛性であり、コンクリートの基本的な力学的特性であるといえる。コンクリート反力係数 k_c' に関して、既往の研究^{3.5-8)}で様々な評価式(式(3.25), (3.26), (3.27), (3.28))が提案されている。ここに示す既往の評価式は、BEFTでの適応が目的とされており、各々実験の結果に対応するように得られた実験式である。

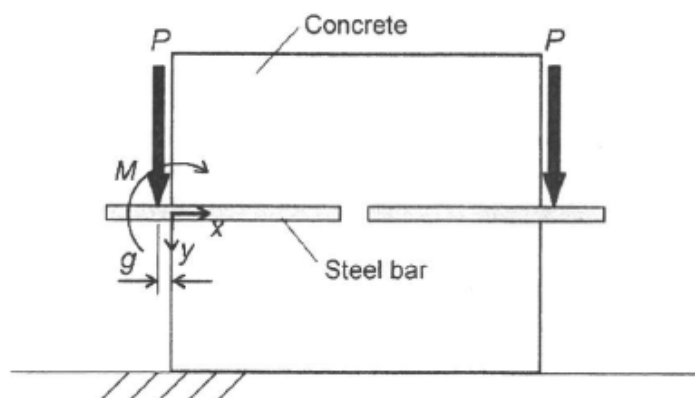
コンクリート反力係数 k_c' の導出を目的とした既往の研究の実験セットアップの例を図3.11に示す。



(a) 文献 3.5



(b) 文献 3.6



(c) 文献 3.8

図 3.11 既往研究での実験セットアップ状況

既往の研究においてコンクリート反力係数 k_c' を決定する主要因として、コンクリート圧縮強度 σ_B [N/mm²] とアンカーボルトの軸径 d_a が挙げられている。表 3.3 に、各既往評価式の適用範囲となる、実験試験体のコンクリート圧縮強度 σ_B とアンカーボルトの軸径 d_a を示す。コンクリート圧縮強度 σ_B は、材料試験供試体形状や寸法によって変化することが知られているが、ここに示すのは全て円柱シリンダー供試体での圧縮強度材料試験による結果である。ただし材料試験供試体の寸法は不明であった。

$$k_c' = 127 \sqrt{\sigma_B} (1/d_a)^{2/3} \quad (3.25)^{3.5}$$

$$k_c' = 2.12 \times 127 \sqrt{\sigma_B} (1/d_a)^{2/3} \quad (3.26)^{3.6}$$

$$k_c' = 55 \left(\frac{E_c \cdot \sigma_B}{E \cdot \delta_{sd}} \right)^{3/4} \quad (3.27)^{3.7}$$

$$k_c' = 0.25 \cdot \sigma_B \cdot d_a \quad (3.28)^{3.8}$$

ここで、 E_c はコンクリートのヤング係数 [N/mm²]、 E はアンカーボルトのヤング係数 [N/mm²]、 δ_{sd} は文献 3.7) において定義されたコンクリート表面におけるアンカーボルトの軸直交変位 [mm] である。ただしコンクリートのヤング係数 E_c は、円柱シリンダー供試体での材料試験におけるコンクリート圧縮強度 σ_B の 1/3 強度時の割線剛性に全て統一されている。

表 3.3 コンクリート反力係数 k_c' の既往評価式の適用範囲

文献	評価式	コンクリート圧縮強度	アンカーボルトの軸径
		σ_B	d_a
		N/mm ²	mm
3.5)	(3.25)	38.6 ~ 46.6	12.7 ~ 31.8
3.6)	(3.26)	29.4 ~ 32.3	14.0 ~ 24.0
3.7)	(3.27)	31.1 ~ 66.7	22.0
3.8)	(3.28)	24.5 ~ 59.2	9.5 ~ 19.1

図 3.12, 13 において、既往の研究で提案されているコンクリート反力係数 k_c' の評価式を比較する。図 3.11 ではコンクリート反力係数 k_c' とコンクリート圧縮強度 σ_B 、及び d_a との関係を、図 3.12 ではアンカーボルトの軸径 d_a に対するアンカーボルトの最大曲げ応力度位置深さ l_{max} [mm] の比 l_{max}/d_a とコンクリート圧縮強度 σ_B 、及び d_a との関係を示す。アンカーボルトの最大曲げ応力度位置深さ l_{max} は式(3.16)より、式(3.29)で示される。アンカーボルトは円形の断面を有し、ヤング係数 E は 2.05×10^5 N/mm² であるとした。また、式(3.27)のコンクリ

ートのヤング係数 E_c は後述する式(3.34)により表わせるものとし、アンカーボルトの軸直交変位 δ_d は 1.0mm としている。境界条件として図 3.9 での距離 e は零としている。また表 3.3 に示す各評価式の適用範囲を、式(3.27), (3.28)では d_a を 1 割程度、式(3.25)では σ_B を 3 割程度拡大して示している。

$$l_{\max} = \pi/(4\beta) \quad (3.29)$$

図 3.11 より、全ての既往評価式でコンクリート圧縮強度 σ_B の増大に伴って、コンクリート反力係数 k_c' は増大する傾向を示した。アンカーボルトの軸径 d_a との関係では、式(3.28)では d_a と比例関係である一方、式(3.25), (3.26)では、 d_a の増大に伴ってコンクリート反力係数 k_c' が減少し、評価式によってその傾向が異なった。コンクリート反力係数 k_c' は既往評価式において最大で 400N/mm³ 程度であった。

図 3.12 より、全ての既往評価式によるアンカーボルトの軸径に対するアンカーボルトの最大曲げ応力度位置深さの比 $l_{\max}/d_a$ は、コンクリート圧縮強度 σ_B 、及びアンカーボルトの軸径 d_a の増大に伴って小さくなる傾向を示した。なお、 $l_{\max}$ が $1.5d_a$ 以下となるコンクリート表面に近い短い範囲でアンカーボルトの変形が卓越している場合があり、曲げ変形に加えてせん断変形が力学的挙動に影響を与える可能性を示唆する結果となった。

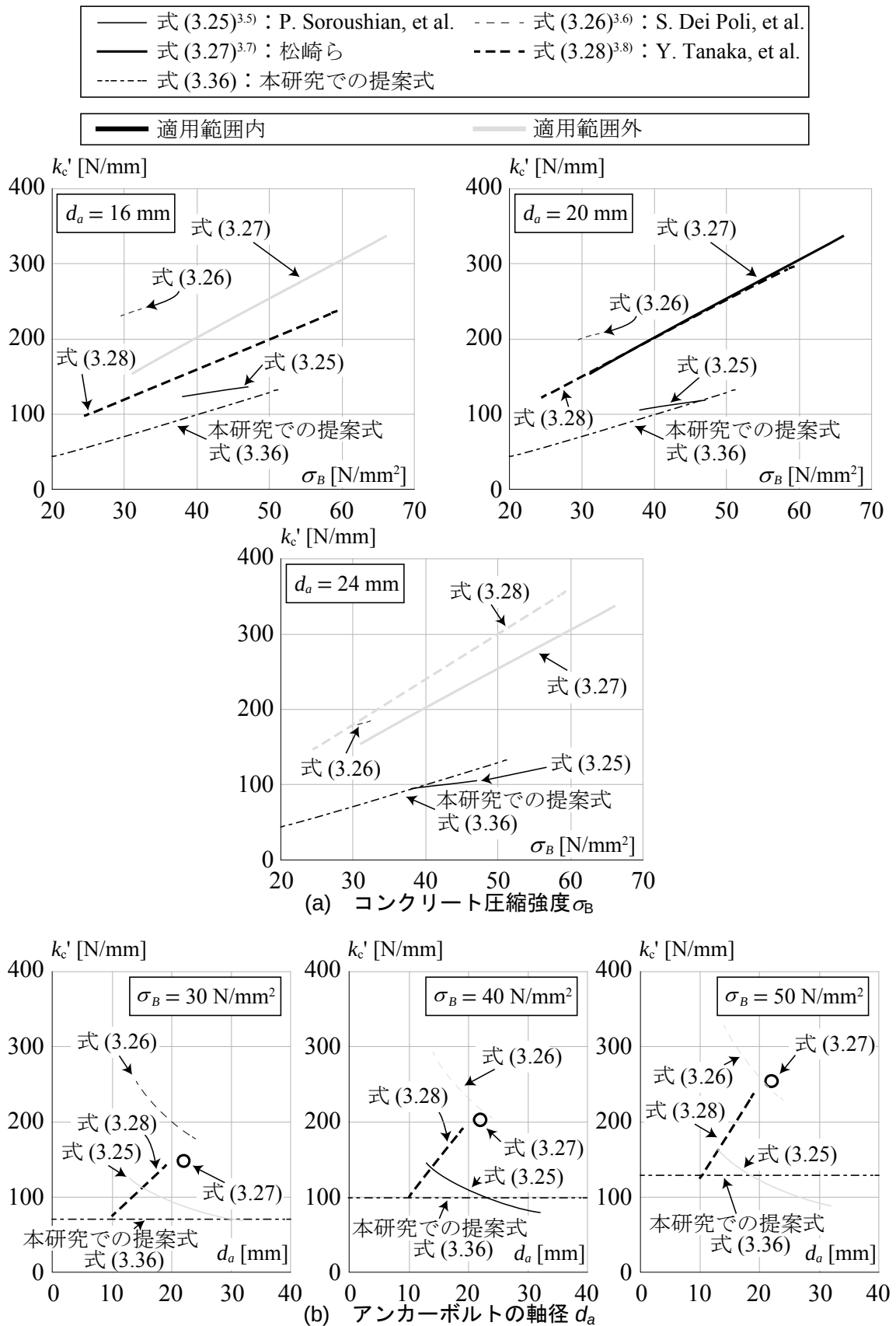


図 3.12 コンクリート反力係数 k_c'

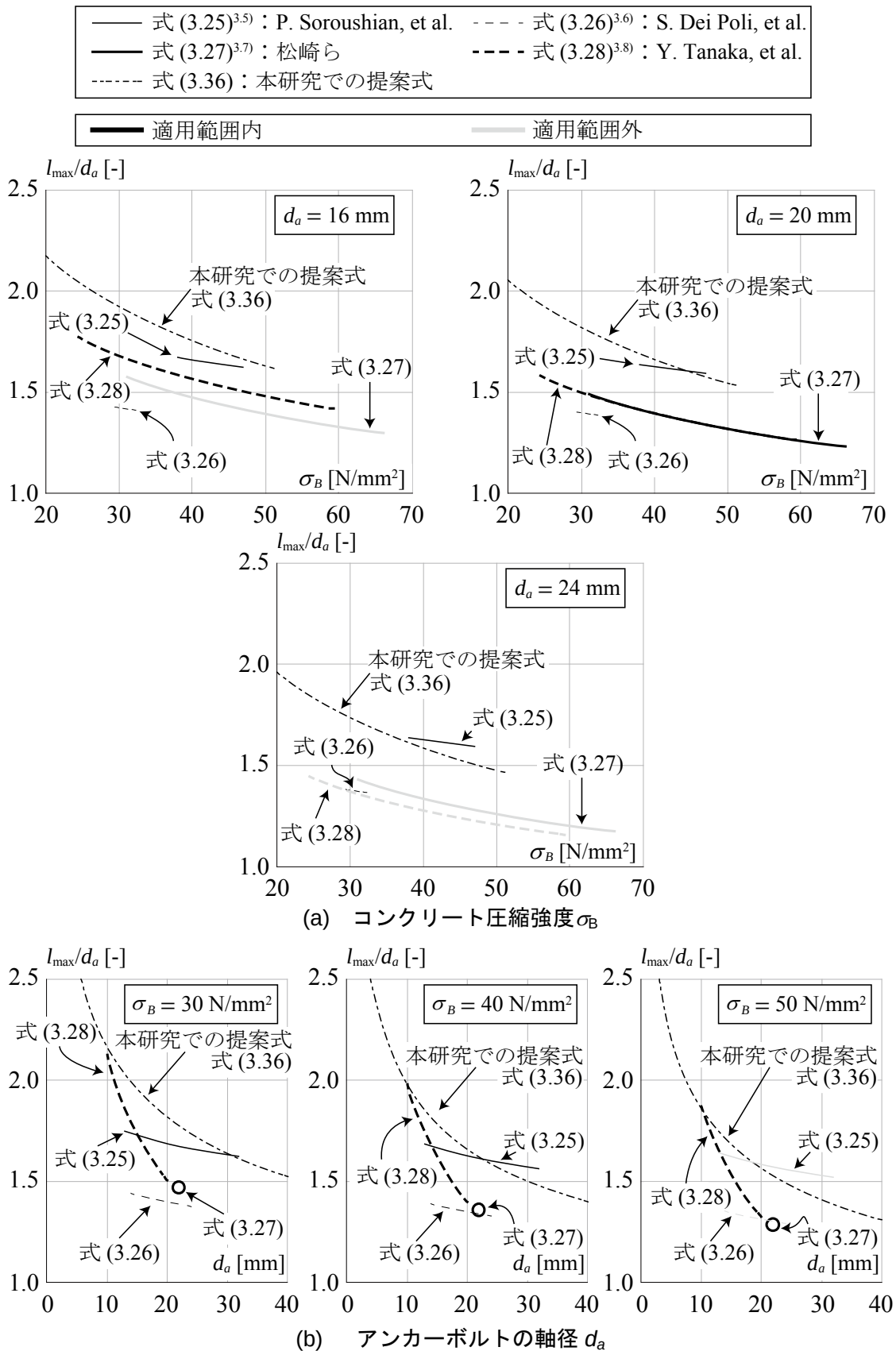


図 3.13 アンカーボルトの軸径に対するアンカーボルトの最大曲げ応力度位置深さの比 l_{max}/d_a

3.3.2.3 コンクリート反力係数 k_c' の提案

コンクリート反力係数 k_c' は、図 3.10 に示すような実験から求められている場合が多く、実験の精度や実験試験体のパラメータによって適用範囲が限定されてしまっている。そこで本論では、コンクリートの基本的な材料特性に基づいてコンクリート反力係数 k_c' を導出することを試みる。

反力係数 k は、圧縮応力度と圧縮変位関係における剛性と定義され、弾性柱の反力係数 $k[\text{N/mm}^3]$ は、図 3.14 に示すように材長 $l[\text{mm}]$ 、ヤング係数 $E[\text{N/mm}^2]$ の弾性柱に圧縮応力度 $\sigma[\text{N/mm}^2]$ を与えた時に圧縮変形 $dl[\text{mm}]$ が生じたとすれば、 E と l の比によって定まる。

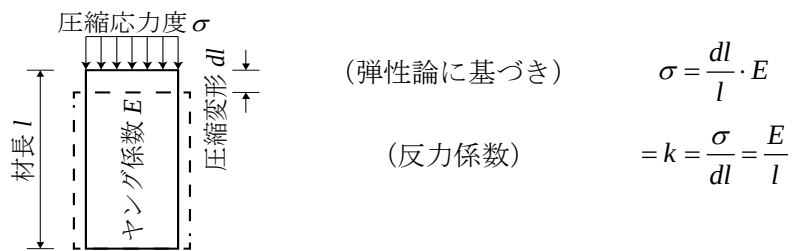


図 3.14 反力係数 k の定義

本論で弾性柱の材長 l は、図 3.9 に示す弾性床ばね長さ $l'[\text{mm}]$ 、頭付きアンカーボルトではコンクリートの弾性床ばね長さ $l_c'[\text{mm}]$ と同義であると考えられる。 l_c' はコンクリートの弾性床において、応力が集中して作用する範囲の長さを示している。以降では、コンクリートの弾性床ばね長さをコンクリート反力長さ l_c' とする。よって、コンクリート反力係数 k_c' はコンクリートのヤング係数 E_c を l_c' で除した値であり、式(3.30)で示される。

$$k_c' = E_c / l_c' \quad (3.30)$$

本論では、コンクリート反力長さ l_c' をコンクリートの一軸圧縮破壊エネルギー $G_{fc}^{3.9)}[\text{N/mm}]$ と Darwin, Pecknold^{3.10)} による一軸圧縮軟化特性の関係を用いて導出することを試みる。

図 3.15(a) に示すように、コンクリートの一軸圧縮破壊エネルギー G_{fc} は、コンクリート圧縮強度 σ_B 以降の圧縮応力度と圧縮塑性変形曲線により囲まれた面積として定義される^{3.9)}。 σ_B の適用範囲は $10.7 \sim 51.7 \text{ N/mm}^2$ である。塑性終局変形 $\delta_u[\text{mm}]$ は圧縮応力度が $0.2\sigma_B$ まで低下したときの塑性変形である。ここで、圧縮塑性変形がコンクリート反力長さ l_c' の範囲で生じたとすると、塑性変形を l_c' で除すことで圧縮歪度に変換され、圧縮応力度と圧縮歪度の関係を得る。これにより併せて、圧縮応力度と圧縮歪度に囲まれた面積 A は G_{fc} を l_c' で除した値となり、式(3.31)で表わされる。

$$A = G_{fc} / l_c' = 8.8 \sqrt{\sigma_B} / l_c' \quad (3.31)$$

一方，図 3.14(b)に示すように，コンクリートの圧縮応力度と圧縮歪度の関係に Darwin, Pecknold^{3.10)}による一軸圧縮軟化特性を適応する。この特性は，コンクリート圧縮強度 σ_B 以降，線形で応力が低下し， σ_B 時の圧縮歪度 $\varepsilon_m[10^{-6}]$ の4倍の圧縮歪度 $4\varepsilon_m$ のとき，圧縮応力度が $0.2\sigma_B$ の点を通る。よって，ここでの圧縮応力度と圧縮歪度に囲まれた面積 A^* は，前述の一軸圧縮破壊エネルギーに基づく A と対応する。図 3.14(b)より，一軸圧縮軟化特性に基づく圧縮応力度と圧縮歪度に囲まれた面積 A^* は式(3.32)で示される。

$$A^* = \frac{\sigma_B/E_c + 3.6\varepsilon_m}{2} \cdot \sigma_B \quad (3.32)$$

ここで， ε_m はコンクリート圧縮強度時の歪度 $[10^{-6}]$ である。

以上より，式(3.31)と式(3.32)を連立してコンクリート反力長さ l_c' が求まり，式(3.30)より，コンクリート反力係数 k_c' は式(3.33)で得られる。

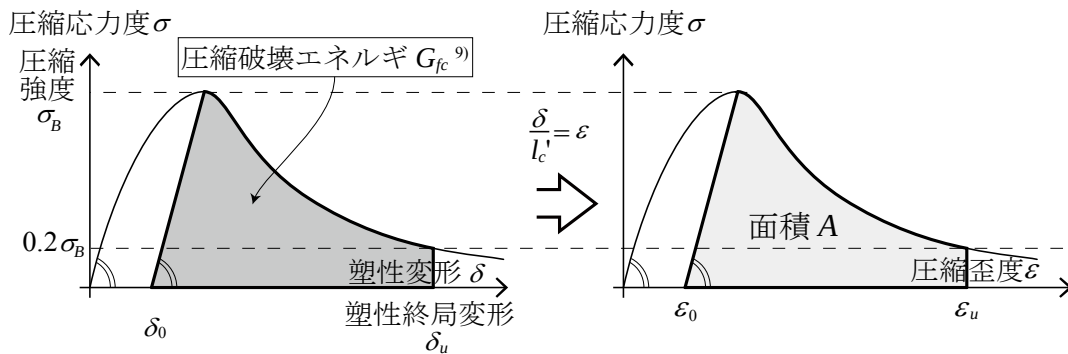
$$k_c' = \frac{(\sigma_B/E_c + 3.6\varepsilon_m) \cdot E_c \cdot \sqrt{\sigma_B}}{17.6} \quad (3.33)$$

また，コンクリート圧縮強度 σ_B とヤング係数 E_c ，及び σ_B 時の圧縮歪度 ε_m の間には式(3.34)^{3.11)}，(3.35)^{3.12)}の関係が提案されている。式(3.34)，(3.35)より，コンクリート反力係数 k_c' は式(3.36)で表わされる。

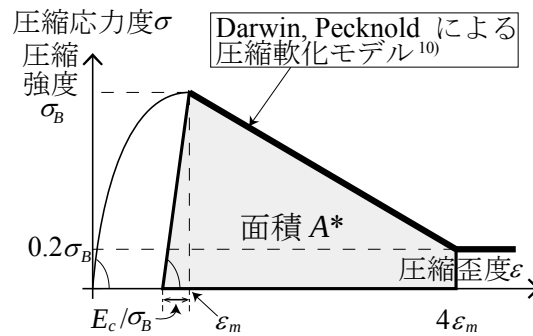
$$E_c = \begin{cases} 21000 \cdot \sqrt{\sigma_B/20} & (\sigma_B \leq 36 \text{ N/mm}^2) \\ 33500 \cdot \sqrt[3]{\sigma_B/60} & (\sigma_B > 36 \text{ N/mm}^2) \end{cases} \quad (3.34)^{3.11)}$$

$$\varepsilon_m = 14 \cdot \sigma_B + 1690 \quad (3.35)^{3.12)}$$

$$k_c' = \begin{cases} \frac{0.24 \cdot \sigma_B^2 + \sigma_B^{3/2} + 28\sigma_B}{17.6} & (\sigma_B \leq 36 \text{ N/mm}^2) \\ \frac{0.43 \cdot \sigma_B^{11/6} + \sigma_B^{3/2} + 52\sigma_B^{5/6}}{17.6} & (\sigma_B > 36 \text{ N/mm}^2) \end{cases} \quad (3.36)$$



(a) 圧縮破壊エネルギー G_{fc} と面積 A



(b) 圧縮軟化特性と面積 A^*

図 3.15 コンクリート反力長さ l'_c の導出

図 3.11, 12 に、式(3.36)によるコンクリート反力係数 k'_c 、及びアンカーボルトの軸径に対するアンカーボルトの最大曲げ応力度位置深さの比 $l_{\max}/d_a$ の評価を併せて示す。また、表 3.3 に適用範囲を示す。アンカーボルトの軸径 d_a に関する適用範囲はないものとする。

図 3.11 より、本論で提案した式(3.36)は、既往評価式と比較してコンクリート反力係数 k'_c を小さく評価していることがわかる。コンクリート圧縮強度 σ_B との関係では同様の傾向が見られるが、式(3.36)ではアンカーボルトの軸径 d_a の影響がないものとしているため、 d_a に対しては既往評価式と異なり一定値となっている。また、 d_a との関係では式(3.25)と式(3.28)の下限を与える結果となっている。

図 3.12 より、本論で提案した式(3.36)は、図 3.11 と同様にコンクリート圧縮強度 σ_B との関係では既往評価式と同様の傾向を示した。一方アンカーボルトの軸径 d_a との関係では、式(3.25)と式(3.28)の上限を与える結果となっている。

3.3.2.4 弾性床上梁理論 (BEFT) と実験結果の対応

表 3.4, 図 3.16 に第 2 章で行った単調載荷実験と繰返し載荷実験の試験体のコンクリート反力係数 k_c' の評価結果を示す。表中には, 図 3.13 による反力係数の定義に基づいて, コンクリートのヤング係数 E_c をはしあき距離 h で除した値も示す。また表中には, 既往研究での評価式において適用範囲外のものも含まれている。

表 3.4, 図 3.15 より, 本研究で提案した式(3.36)のコンクリート反力係数 k_c' が最も小さくなっている。

弾性床上梁理論と実験結果の対応を確認するため, 実験でのせん断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ 関係の傾き, 及びせん断力 q_e とアンカーボルトの軸直交変位 δ_H 関係の傾き (剛性) と弾性床上梁理論に基づく評価結果を比較する。ただし, q_e と δ_H の関係と BEFT に基づく評価結果の比較は, 単調載荷実験に対してのみ行った。これは, 後述するが, 繰返し載荷実験のアンカーボルト群に対して q_e と ϕ の関係において力を負担しているアンカーボルトの本数を仮定する必要がある, この仮定によって BEFT に基づく剛性の評価結果が大きく異なるからである。

図 3.17 に BEFT での境界条件を示す。試験体 110 では加力治具とアンカーボルトの軸部が接触し, アンカーボルトには等分布にせん断力が作用するが, それと同時にアンカーボルトに曲げ変形が生じることで加力治具とアンカーボルトの接触が分布荷重から集中荷重に変化し, せん断力作用点から弾性梁の始点までの距離 e は零になると考える。試験体 140, 65, 40 では加力治具とアンカーボルトねじ部が接触することで集中荷重としてアンカーボルトにせん断力が作用し, e は加力治具厚さとテフロンシートの和である 30mm になると考える。これらはアンカーボルトが弾性, かつ曲げ変形したアンカーボルトが加力治具と接触して曲げ戻しを受けないことを仮定し, コンクリート表面の凹凸や, アンカーボルト埋込み長さの施工誤差は勘案していない。また, アンカーボルト頂部に取付けたナットによる曲げモーメントの負担は考慮していない。

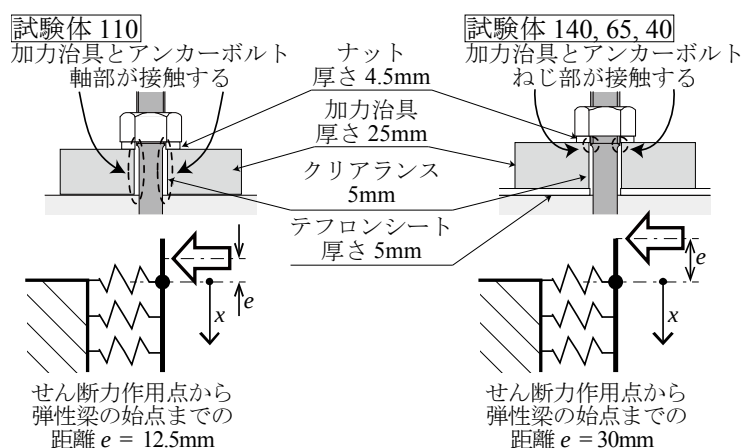


図 3.17 BEFT での境界条件

表 3.4 コンクリート反力係数の一覧

試験体			はしあき	コンクリート反力係数					
			距離	E_c / h^*	式(3.25)	式(3.26)	式(3.27)	式(3.28)	式(3.36)
			h	k_c'					
			mm	N/mm ³					
単調 載荷 実験	140		140	176.4	120.9	256.3	135.8	90.0	62.8
	110		110	222.7	119.8	253.9	134.0	88.4	61.4
	65		65	376.9					
	40		40	612.5					
繰返し 載荷 実験	複試験体	165	165	188.3	123.8	262.5	241.8	223.3	121.4
		140	140	221.8	124.2	263.3	242.8	224.8	122.3
		125	125	248.1	124.8	264.5	244.2	226.7	123.5
		100	100	310.4	124.4	263.6	243.2	225.3	122.6

*：反力係数の定義（図 3.13）に基づいて、
コンクリートヤング係数 E_c をはしあき距離 h で除して求めた。

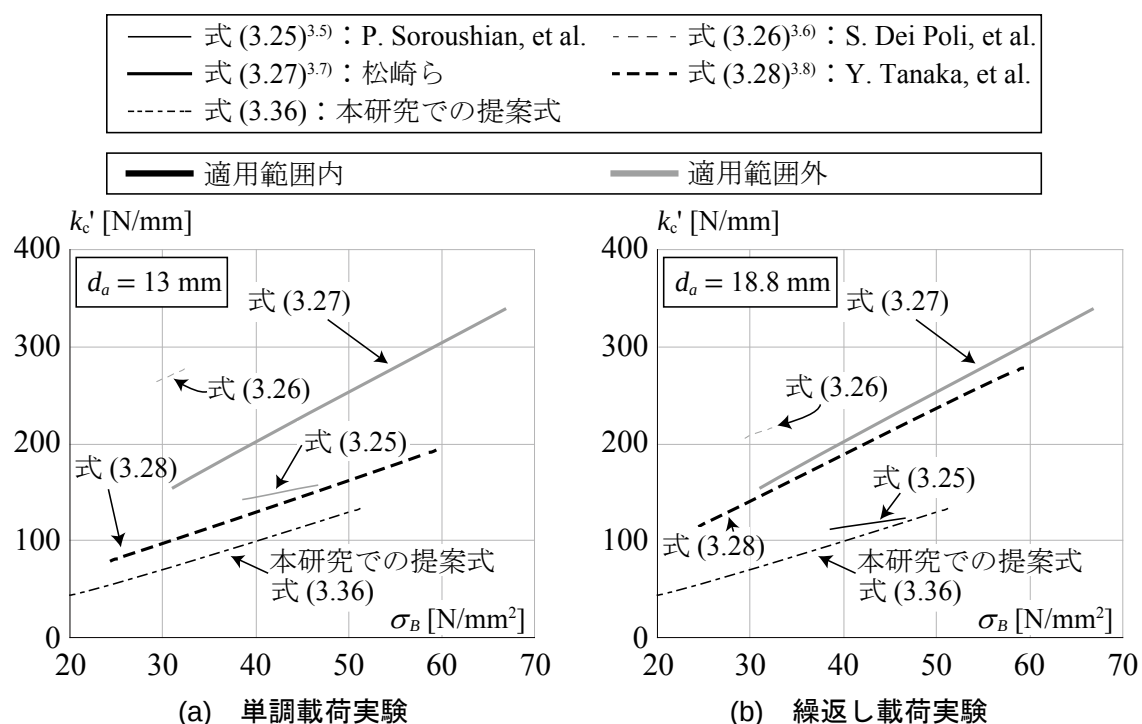


図 3.16 コンクリート反力係数の結果

(1) セン断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ 関係と BEFT の整合性

図 3.18 に第 2 章で得られた単調載荷実験でのセン断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ の関係と BEFT により求まるセン断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ の関係を示す。BEFT によるセン断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ の関係は弾性解析であり、直線で示される。アンカーボルトの曲率 ϕ は式(3.37)に示すように、アンカーボルトの曲げ歪度 ε^M から求めた。図中には、アンカーボルトの下降伏点 σ_y より求めた降伏曲率 $\phi_y = 242/\text{mm}[10^{-6}]$ を併せて示す。

$$\phi = 2 \cdot \varepsilon^M / d_a \quad (3.37)$$

図 3.18 より、アンカーボルトが弾性範囲であるセン断力 q_e が 3~4kN 程度までは、実験と BEFT 解析結果がよく対応している。試験体 110 はセン断力作用点から弾性梁の始点までの距離 e が他の試験体と異なるが、BEFT に e を境界条件として与えることで、実験結果に対して同程度の精度で評価することができた。BEFT の解析結果は、コンクリート反力係数 k_c' と e から求まるが、これらの評価、設定は実験結果に対して最大 5 割程度の誤差を含んでいると考える。

表 3.4 に示すように、本論の提案式のコンクリート反力係数 k_c' が最も小さい。そのため既往評価式ではセン断力 q_e と曲率 ϕ の関係における傾きを小さく評価することになる。試験体 110 に対して、既往評価式の式(3.28)では、 ϕ を 2 割程度小さく評価した。試験体のはしあき距離 h を用いて k_c' を決定した場合も同様である。このことより、単調載荷実験の範囲であるアンカーボルトの軸径 d_a が 13mm に対して、 h が $3d_a$ 程度までであれば、 k_c' はアンカーボルトとコンクリートの材料特性により決定する値であり、アンカーボルト設置位置である h の影響は受けないと考える。

図 3.19 に第 2 章で得られた繰返し載荷実験の複試験体でのセン断力 q_e' とアンカーボルトの曲率 ϕ の関係と BEFT により求まるセン断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ の関係を示す。ここでのセン断力 q_e' はアンカーボルトが負担しているセン断力であり、実験で得られたセン断力 q_e から摩擦係数を 0.6 として求めた摩擦抵抗 μq を引いた値である。BEFT によるセン断力 q_e' とアンカーボルトの曲率 ϕ の関係は弾性解析であり直線で示される。アンカーボルトの曲率 ϕ はアンカーボルトの曲げ歪度 ε^M から求めた。複試験体ではクリアランスの影響によりアンカーボルト 4 本が均等にセン断力を負担していない状況も考えられる。そこで、セン断力を負担しているアンカーボルトを、1 本、2 本、そして 4 本を仮定し、それに応じてセン断力 q_e' をその本数で除している。図中には、アンカーボルトの曲率 ϕ と累積変形の関係を示しており、セン断力 q_e' を負担しているであろうアンカーボルト本数を併せて検討する。

図 3.19(a)の 165 試験体は、始めに負荷荷で 2 本のアンカーボルトがセン断力を負担していると考えられるが、BEFT との対応を確認すると実験結果の曲率 ϕ が 2 倍程度となっており、曲率 ϕ を小さく評価している。

図 3.19(b)の 140 試験体は、始めに正載荷で 1 本のアンカーボルトがせん断力を負担していると考えられるが、BEFT との対応を確認すると実験結果の曲率 ϕ を妥当に評価している。

図 3.19(c)の 125 試験体は、始めに正載荷で 2 本のアンカーボルトがせん断力を負担していると考えられるが、BEFT との対応を確認すると実験結果の曲率 ϕ が 2 倍程度となっており、曲率 ϕ を小さく評価している。

図 3.19(d)の 100 試験体は、始めに正載荷で 1 本のアンカーボルトがせん断力を負担していると考えられるが、BEFT との対応を確認すると実験結果の曲率 ϕ が 2 倍程度となっており、曲率 ϕ を小さく評価している。

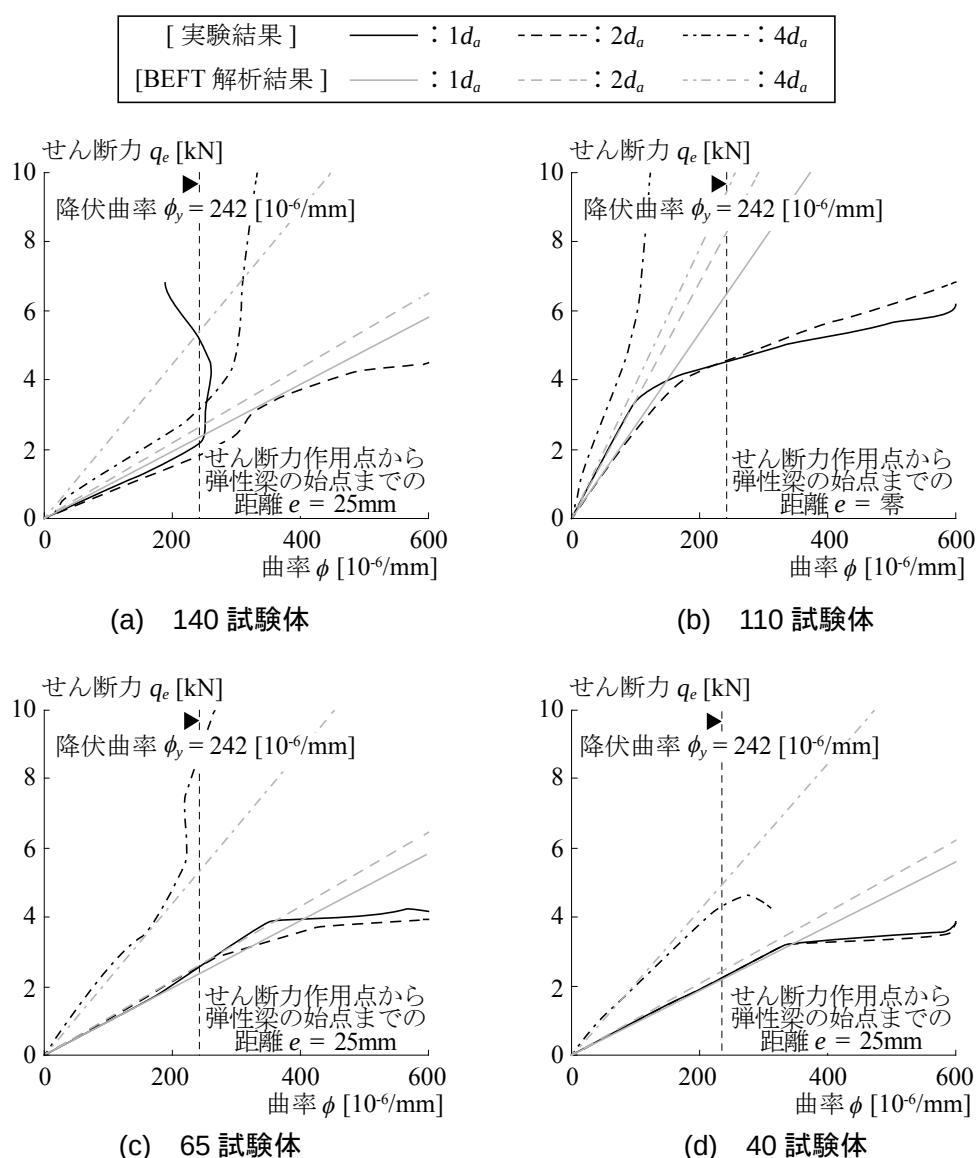
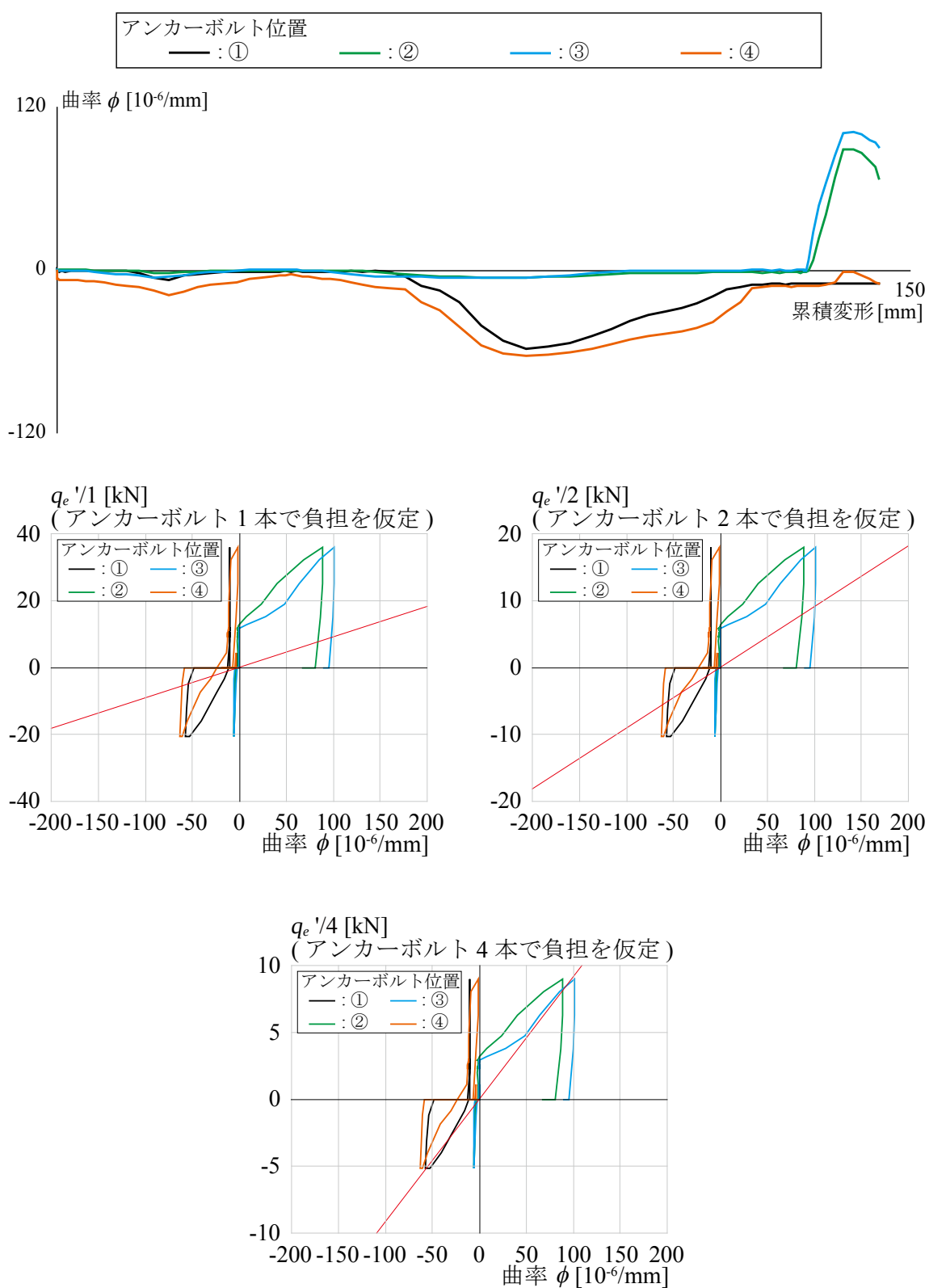
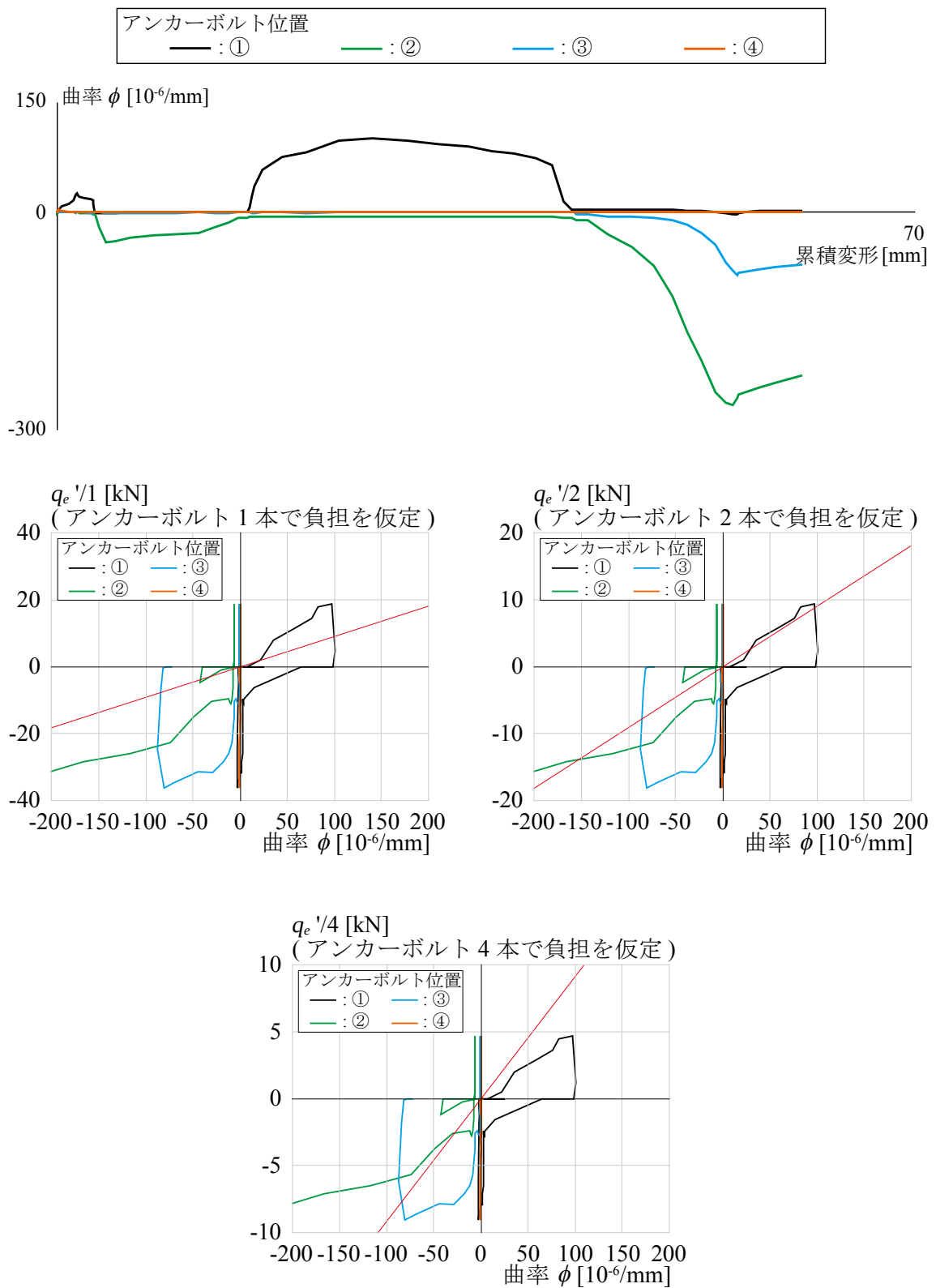


図 3.18 q_e - ϕ 関係と BEFT との対応



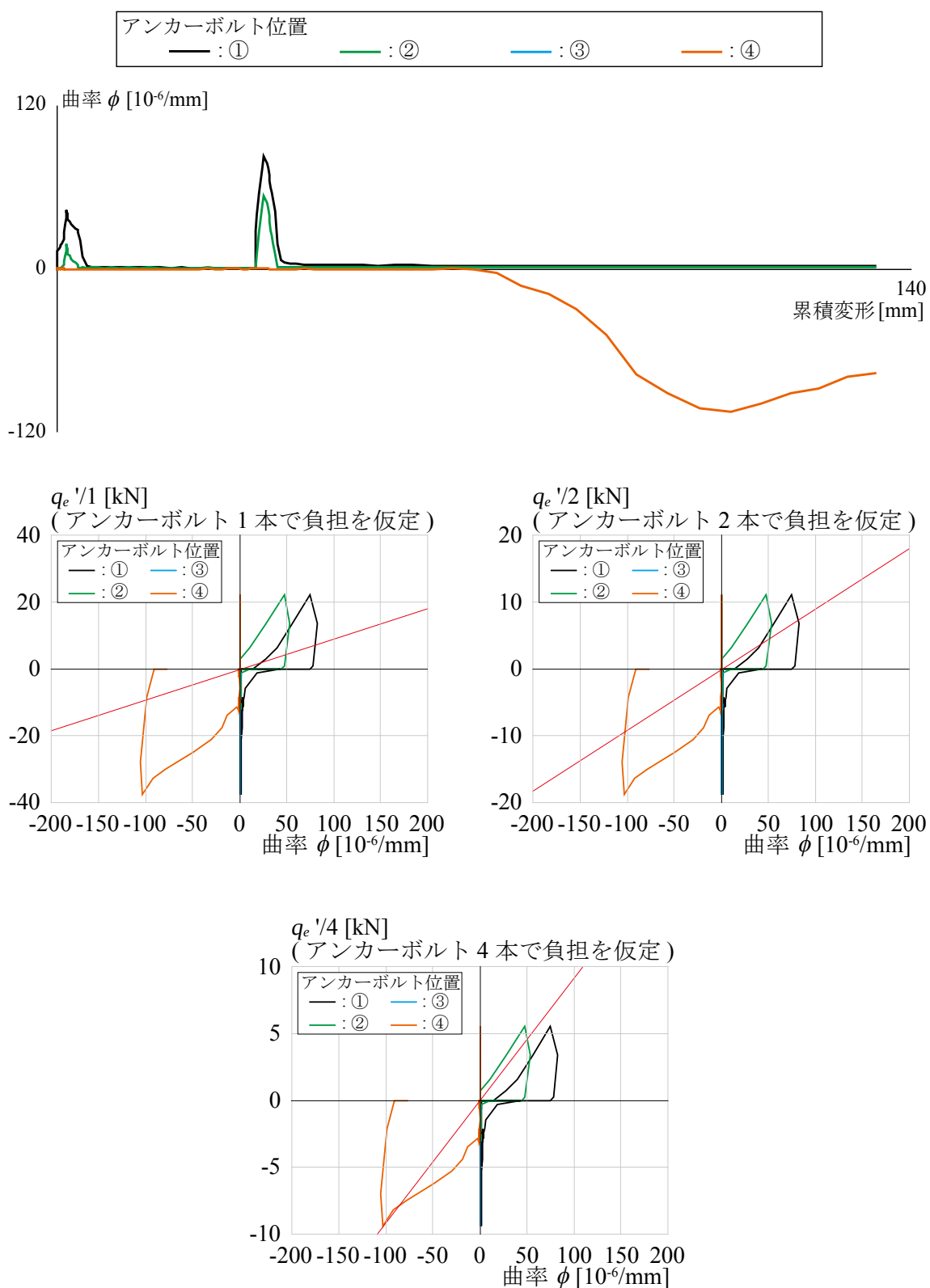
(a)165 試験体

図 3.19 q_e' - ϕ 関係と BEFT との対応

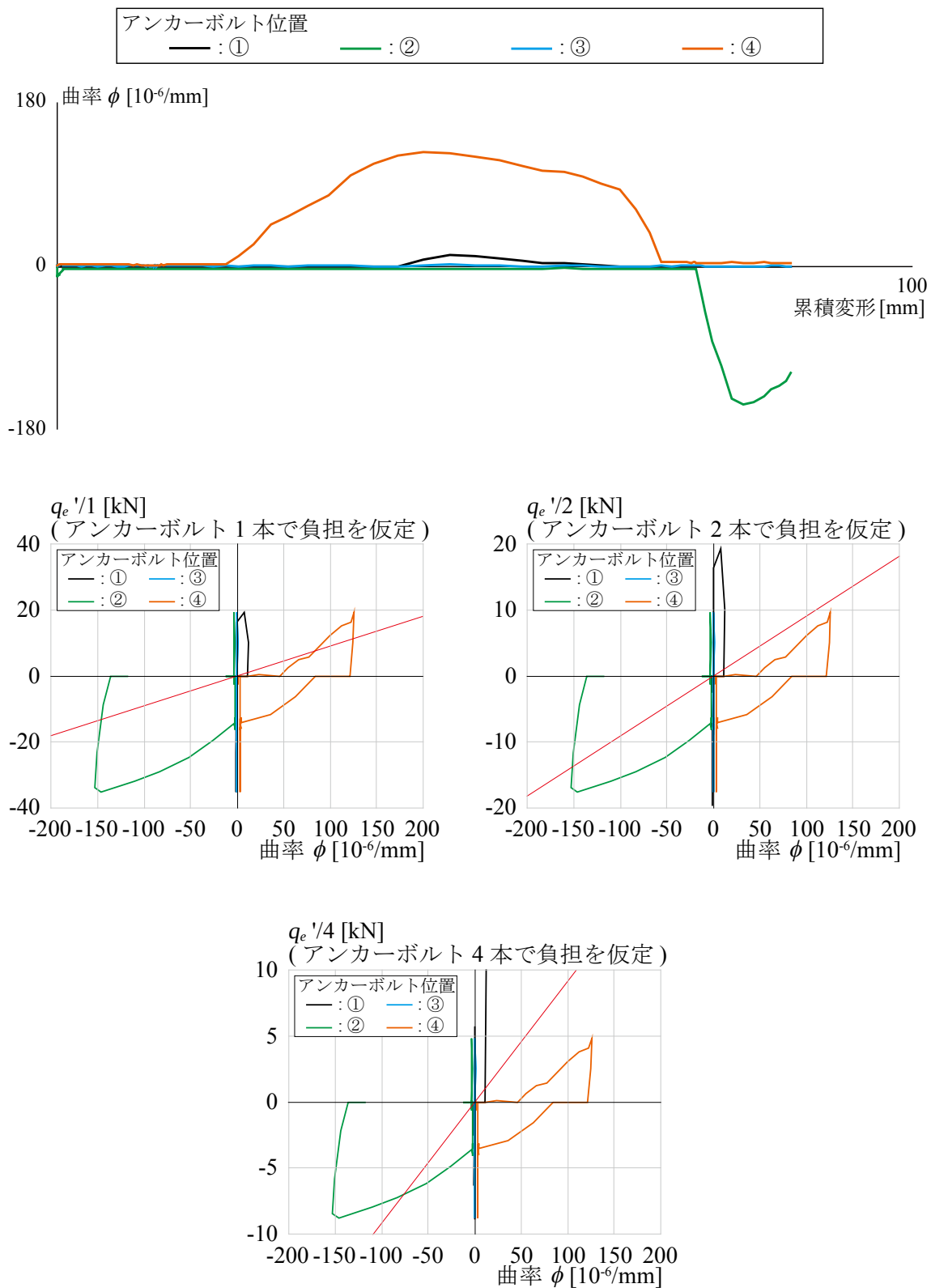


(b)140 試験体

図 3.19 q_e' - ϕ 関係と BEFT との対応



(c)125 試験体
 図 3.19 q_e' - ϕ 関係と BEFT との対応



(d)100 試験体

図 3.19 q_e' - ϕ 関係と BEFT との対応

(2) セン断力 q_e とアンカーボルトの軸直交変位 δ_H 関係と BEFT の整合性

図 3.20 に示す弾性梁の各変位成分によって、アンカーボルトのせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係における剛性を評価する。 δ_H は BEFT に基づく弾性梁始点での変位 y_1 [mm]、弾性論に基づく弾性梁自由区間の曲げ変位 y_2 [mm]、及び弾性梁始点 ($x=0$) での回転による変位 y_3 [mm] の加算であり、式(3.38)で示される。

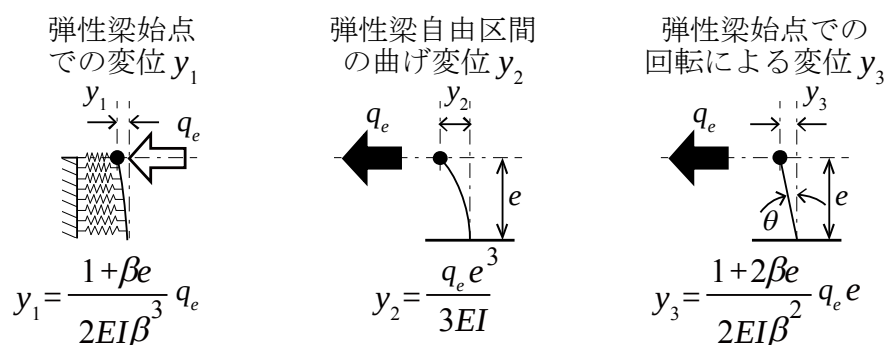


図 3.20 弾性梁の各変位成分

$$\delta_H = \frac{(1 + \beta e)^3 + 0.5}{3EI\beta^3} q_e \quad (3.38)$$

表 3.5 に、せん断力 q_e が 3kN のときの弾性梁の各変位成分 y_1 , y_2 , y_3 , 及び軸直交変位 δ_H を、式(3.28), 及び式(3.36)により求まるコンクリート反力係数 k_c' を用いて評価した結果を示す。ただしここでのせん断力作用点から弾性梁の始点までの距離 e は図 2.7 の加力治具の取付き状況を踏まえ、試験体 110 では零、試験体 140, 65, 及び 40 では 30mm とした。図 3.21 に表 3.5 から求まる q_e と δ_H 関係における剛性を併せて示す。式(3.28)では、試験体 140, 65, 及び 40 の剛性を 3.5kN/mm, 試験体 110 の剛性を 18.2kN/mm, また式(3.36)では、試験体 140, 65, 及び 40 の剛性を 3.0kN/mm, 試験体 110 の剛性を 13.8kN/mm と評価した。式(3.28)は式(3.36)と比較すると剛性を試験体 140, 65, 及び 40 に対しては 2 割程度、試験体 110 に対しては 3 割程度大きく評価した。

本論文提案のコンクリート反力係数 k_c' は、既往研究の評価式と比較して 4 割程度小さくなっている。一方せん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係における剛性に対しては、既往研究と比較して 3 割程度小さくなっている。アンカーボルトに作用するせん断応力位置等の境界条件によって変化するが、 q_e と δ_H 関係における剛性は、コンクリート反力係数の 3/4 乗で表され、概ね比例関係になっている。

このことから、コンクリート反力係数のせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係における剛性に対する感度は高く、コンクリート反力係数の評価精度の向上は重要であると考えられる。

表 3.5 各変位成分と軸直交変位 $q_e=3\text{kN}$ 時

試験体	式(3.28)				式(3.36)			
	y_1	y_2	y_3	δ_H	y_1	y_2	y_3	δ_H
	mm				mm			
140	0.32	0.09	0.45	0.86	0.40	0.09	0.51	1.00
110	0.17	0.00	0.00	0.17	0.22	0.00	0.00	0.22
65	0.32	0.09	0.45	0.87	0.40	0.09	0.51	1.01
40								

[BEFT による剛性評価] ---- : 式 (3.28) — : 式 (3.36)

[力の釣合いによる剛性評価] — : 式 (3.46)

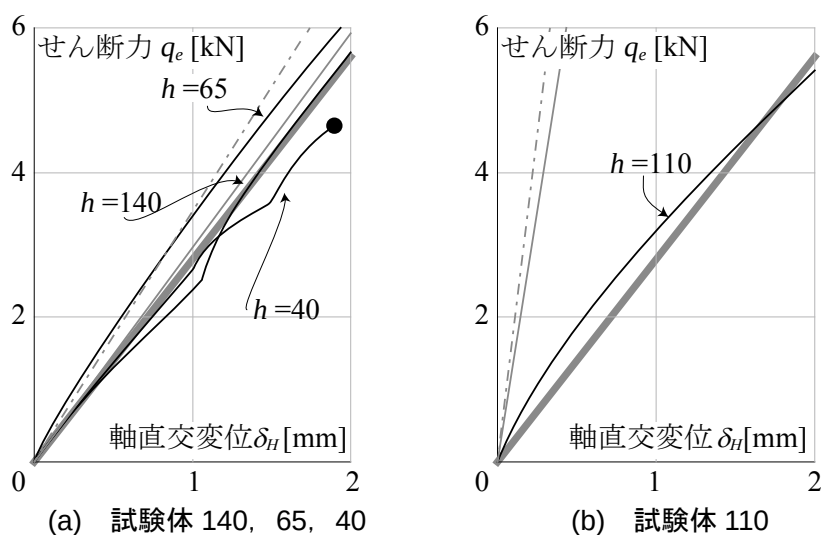


図 3.21 セン断力と軸直交変位関係と BEFT の対応

図 3.21 より、軸直交変位 δ_H が 1mm のとき、式(3.36)を用いた BEFT は、試験体 140, 65, 及び 40 の剛性を最大 4 割程度の差で評価した。これは弾性梁始点での変位 y_1 に対する評価の誤差が反映されたためと考える。 y_1 は、アンカーボルトの曲率 ϕ を積分して求まるが、図 3.16 より式(3.36)での ϕ は実験結果と最大で 5 割程度の差があり、これによって y_1 に対して最大で 5 割程度の差が生じたと考える。また、せん断力作用点から弾性梁の始点までの距離 e がアンカーボルトの曲げ変形に関わらず 30mm と一定であったため、弾性梁自由区間の曲げ変位 y_2 , 及び弾性梁始点での回転による変位 y_3 を妥当に評価できたと考える。

一方、試験体 110 では、剛性を 5 倍程度大きく評価した。これは y_1 に対する誤差に加えて、この試験体のみ加力治具と試験体の間にテフロンシートを敷設していないため、加力治具とアンカーボルトの間のクリアランス 5mm で加力治具が回転した影響が考えられる。そのため、試験体 110 は剛性における検討から除外することとする。なお、加力治具の回転は軸直交変位 δ_H に影響を与えるもので、曲率 ϕ には影響しないと考える。

せん断力 q_e とアンカーボルトの軸直交変位 δ_H 関係における剛性の評価精度とはしあき距離 h の関係を既往研究と比較し確認する。図 3.22 に、実験での q_e と δ_H 関係の 1.0mm 変位時の剛性 k_{1mm} [kN/mm] を式(3.28), 及び式(3.36)を用いて求めた BEFT による剛性 $_{cal}k_{1mm}$ [kN/mm] で除した値と h の関係を示す。ここでは試験体 110 は前述した理由から除外した。

図 3.21 より、はしあき距離 h と剛性評価の精度の関係は見られない。本論で提案したコンクリート反力係数 k_c' の評価式 (式(3.36)) による剛性評価が、既往研究での式(3.28)より評価精度が 2 割程度高い。

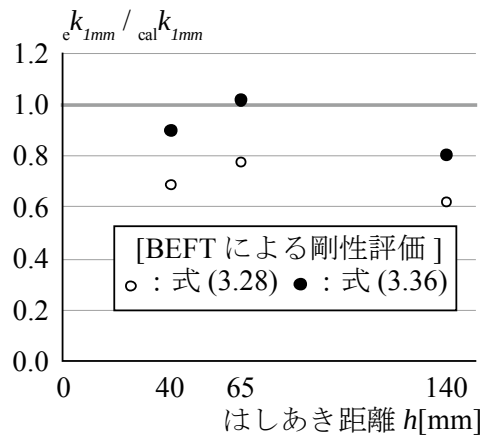


図 3.22 剛性評価の精度

ここまでの検討では BEFT に基づきアンカーボルトが弾性範囲でのせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係における剛性を評価した。そのため、アンカーボルトが曲げ降伏後の q_e と δ_H 関係における剛性は評価することができない。そこで、以降では、アンカーボルト曲げ降伏以降の剛性評価を力の釣合いから検討する。

図 3.23 に、アンカーボルト降伏時の力の釣合いを示す。力の釣合いから式(3.39)と式(3.40)が求まる。ここで、アンカーボルトの降伏位置深さ l_{max} でのアンカーボルトのせん断力は、BEFT より零になるため、アンカーボルト降伏時も零であると考ええる。

$$Q_y = N \quad (3.39)$$

$$Q_y = \alpha \cdot N + \frac{M_p}{l_{max}} \quad (3.40)$$

ここで、 Q_y はアンカーボルト降伏時のせん断力[N], N はコンクリートの支圧強度[N], M_p はアンカーボルトの全塑性曲げモーメント[Nmm], l_{max} はコンクリート表面からのアンカーボルト降伏位置深さ[mm], α は l_{max} に対する支圧強度の重心位置までの距離の比である。

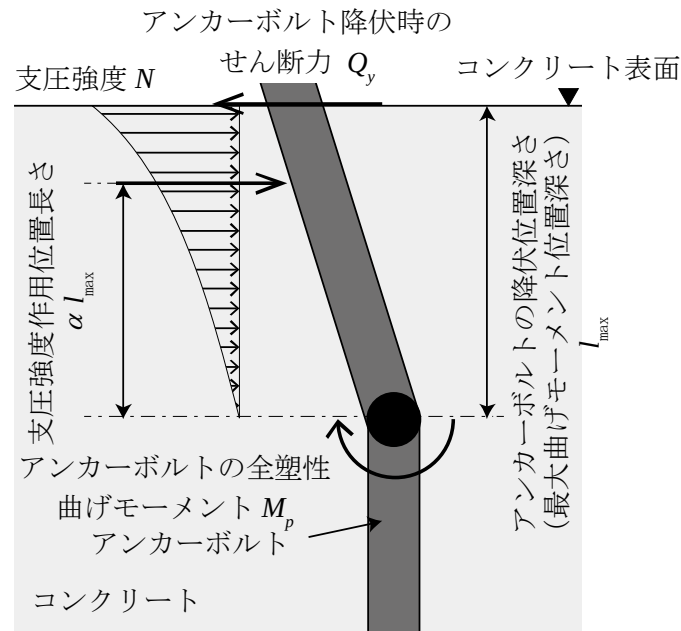


図 3.23 アンカーボルト降伏時の力の釣合い状況

式(3.39)より，アンカーボルト降伏後のせん断力はコンクリートの支圧強度によって決まり，降伏後のせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係における剛性はコンクリートの支圧の剛性であるといえる。

コンクリートの支圧の剛性を定量的評価するために，図 3.24 に示すように，アンカーボルトの変形性状を 2 次関数で仮定し算出する（式(3.41)）。ここで，コンクリートの変形と応力の関係が重要となるが，これはコンクリート反力係数 k_c' と同義であるため， k_c' は本論で提案した式(3.36)を用いて検討することとした。

$$y = ax^2 \quad (3.41)$$

ここで， a は 2 次関数を決定する定数， x はアンカーボルト埋込み方向の位置[mm]， y はアンカーボルトの軸直交変位[mm]に対応する。原点をアンカーボルトの降伏位置深さ l_{max} とした。また，原点（ l_{max} ）での軸直交変位を零と仮定している。

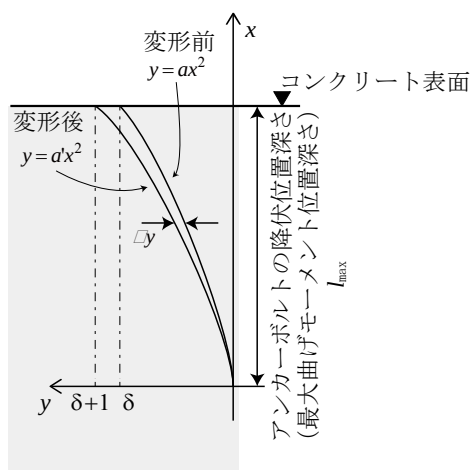


図 3.24 アンカーボルトの変形状態

図 3.23 での変形前として、アンカーボルトの軸直交変位 y が δ のときのアンカーボルトの変形状態は、式(3.42)の定数によって決定する。同様に変形後として、 y が $\delta+1$ のときは式(3.43)で求まる。ここで、あるアンカーボルト埋込み方向の位置 x での軸直交変位 Δy は式(3.44)で定まる。

$$a = \frac{\delta}{l_{\max}^2} \quad (3.42)$$

$$a' = \frac{\delta + 1}{l_{\max}^2} \quad (3.43)$$

$$\Delta y = \frac{1}{l_{\max}^2} x^2 \quad (3.44)$$

支圧強度 N は、コンクリート反力係数 k'_c を用いて式(3.45)で求まる。

$$N = \int_0^{l_{\max}} k'_c \cdot d_a \cdot \Delta y \, dx \quad (3.45)$$

ここで d_a はアンカーボルトの軸径である。

式(3.45)より、アンカーボルトの変形性状を 2 次関数で仮定すると、アンカーボルトの軸直交変位が 1.0mm 増大することで、支圧強度は 7.0kN となる。つまり、支圧の剛性としては 7.4kN/mm となると考える。

ここで、アンカーボルトの変形性状を n 次関数で仮定した場合、式(3.42)~(3.45)より、支圧強度 N は式(3.46)で表される。

$$N = \frac{1}{n} \cdot k' \cdot d_a \cdot l_{\max} \quad (3.46)$$

ここで n はアンカーボルトの曲げ変位を、アンカーボルトの材軸上のアンカーボルトの降伏位置深さを原点としたとき、埋込み長さの累乗で表現できるとしたときの指数である。

式(3.46)より、アンカーボルトの変形性状を7次関数仮定した場合、2.8kN/mm 程度となり、実験結果と対応した。図 3.22 に、BEFT による剛性評価と併せて、力の釣合から求めた、アンカーボルト曲げ降伏後のせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係における剛性を示す。

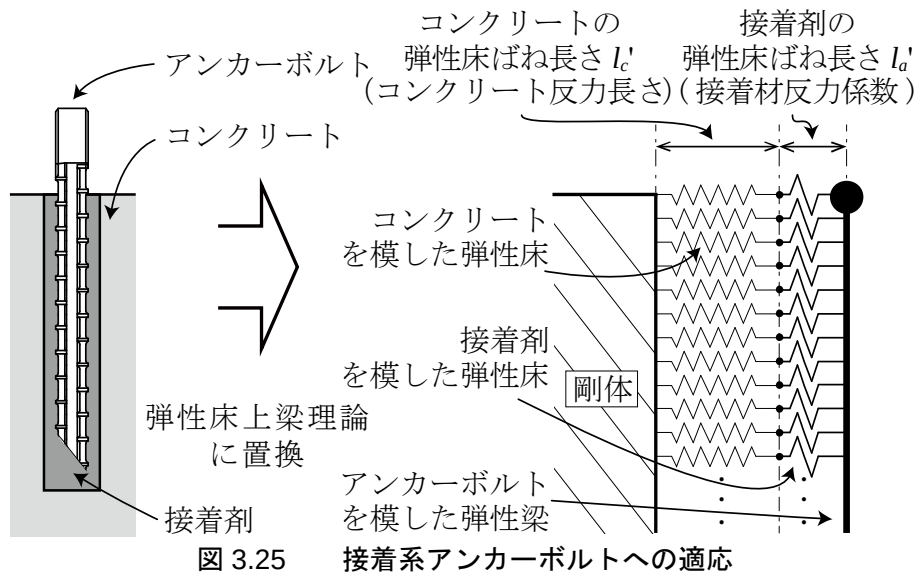
しかしながら、アンカーボルトが曲げ降伏後のコンクリート内でのアンカーボルトの曲げ変形性状を評価することは、塑性力学に基づく検討が必要であるが、コンクリートが不均一材料であることから困難であると考ええる。また、コンクリート反力係数 k_c' の設定に関して、コンクリートが弾性であることを仮定して導出（式(3.36)）しているため、アンカーボルト曲げ降伏後まで適用する場合、過大な評価になっていることが考えられる。

上記に示すように、式(3.46)による、アンカーボルトの曲げ降伏後の、せん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係における剛性の評価には課題が残ると考える。

3.3.3 接着系アンカーボルト

3.3.3.1 接着系アンカーボルトへの BEFT の適応

ここまでは、図 3.9 に示すようなコンクリートにアンカーボルトが直接接触する頭付きアンカーボルトの場合について検討し、BEFT での弾性床ばねの反力係数 k' と同義となるコンクリート反力係数 k_c' の評価法を提案した。次に、図 3.25 に示すようなコンクリートとアンカーボルトの間に接着剤が介在する接着系アンカーボルトについて検討する。本論では、回転・打撃型、有機系接着剤の接着系アンカーボルトを対象とする。



弾性梁の曲げ剛性 EI 、及び直径 d については、頭付きアンカーボルトと同様に扱うこととする。

接着系アンカーボルトは、コンクリートを模した弾性床ばねに加えて、接着剤を模した弾性床ばねを想定することで BEFT に置換できると考えた。このとき、接着剤反力係数 $k_a'[\text{N/mm}^3]$ は式(3.30)と同様に式(3.47)で示され、弾性床ばねの反力係数 k' は、コンクリート反力係数 k_c' と接着剤反力係数 k_a' を直列で合成することで式(3.48)で求まるとする。なお、頭付きアンカーボルトと同様、コンクリートとアンカーボルトが離間する方向での耐力は小さく無視できると考え、アンカーボルトがコンクリートに接触する方向での力学的挙動によって k_a' が決定すると考える。

$$k_a' = E_a / l_a' \quad (3.47)$$

$$k' = \frac{1}{1/k_c' + 1/k_a'} \quad (3.48)$$

ただし、 E_a は接着剤のヤング係数[N/mm²], l_a' は接着剤反力長さ[mm]である。接着剤反力長さ l_a' は、コンクリート反力長さ l_c' と同様、接着剤の弾性床ばね長さであり、応力が集中して作用する範囲の長さを示している。

接着剤のヤング係数 E_a に関して、指針^{3.1)}では下限として 9.8×10^2 N/mm²を与えている。また、(社)日本建築あと施工アンカー協会の認証製品^{3.13)}の多くは同様に、下限として 9.8×10^2 N/mm²を定めている。一方水上ら^{3.14)}は、接着系アンカーボルトの接着剤の圧縮特性の把握を目的とした実験を行っている。試験体は回転・打撃型、有機系接着剤に分類される、不飽和ポリエステル樹脂、及びエポキシアクリレート樹脂を用いている。JIS K 7181 に準じて取得した圧縮弾性率は $7.49 \sim 11.5$ kN/mm² となった。 E_a と圧縮弾性率が同義と考えると、汎用されているであろう接着剤の E_a は、 $7.49 \sim 11.5$ kN/mm²程度であり、最大でも普通コンクリートのヤング係数 E_c の半分程度である。

次に接着剤反力長さ l_a' を導出する。コンクリート反力長さ l_c' は、コンクリートの圧縮破壊エネルギーと圧縮軟化特性に基づいて力学的に導出したが、接着剤の力学的基本特性に関する研究が少なく、 l_c' と同様の評価は困難である。

接着系アンカーボルトでは、一般的にアンカーボルトの軸径より大きな穴を穿孔し、そこに接着剤が充填される。指針^{3.1)}では穿孔径を規定していないので、資料^{3.13)}で規定されているドリル径を参考にする。資料^{3.13)}によると、多くの製品で表3.6のように規定されており、アンカーボルトとコンクリートの間に2~4mm程度の空隙が生じ、この幅が接着剤の全厚となる。本論では、接着剤の全厚が接着剤反力長さ l_a' と同義であると考え、 l_a' はアンカーボルトが穿孔径の中心にあると仮定すると式(3.49)で示される。

$$l_a' = (D - d')/2 \quad (3.49)$$

ただし、 D は表3.6に示す穿孔径[mm], d' はアンカーボルトの公称径である。

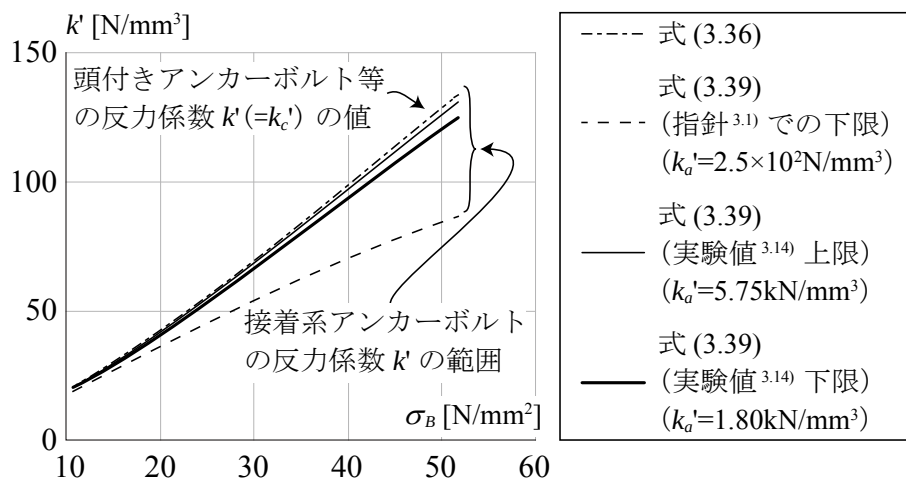
表 3.6^{3.13)} 接着系アンカーボルトのアンカーボルトの公称径と穿孔径

アンカーボルトの公称径	D10	D13	D16	D19	D22	D25
穿孔径[mm]	13	16	20	25	28	32

以上より、接着剤の反力係数 k_a' は、指針^{3.1)}での下限、及び実験値から求まる接着剤のヤング係数 E_a を、接着剤反力長さ l_a' で除すことで、指針では 2.5×10^2 N/mm³, 実験値^{3.14)}では $1.80 \sim 5.75$ kN/mm³程度となる。

図3.26に、式(3.40)による接着系アンカーボルトでの弾性床ばねの反力係数 k' をコンクリート圧縮強度 σ_B との関係で示す。接着剤反力係数 k_a' は指針^{3.1)}での下限、及び実験値^{3.14)}の範囲で示す。コンクリート反力係数 k_c' は本論で提案した式(3.36)を用いた。図中に頭付きアンカーボルトでの k' ($=k_c'$) を併せて示す。

図 3.25 より, 接着系アンカーボルトの反力係数 k' は頭付きアンカーボルトと比較すると, コンクリート圧縮強度 σ_B が 24N/mm^2 では指針^{3.1)}の下限で 22%, 実験値^{3.14)}で 3%, σ_B が 50N/mm^2 では指針の下限で 55%, 実験値^{3.14)}で 7%小さくなった。接着剤のヤング係数 E_a が指針の下限程度であれば接着剤の反力係数 k_a' の影響は大きい, 実験^{3.14)}で確認された E_a 程度であればその影響は小さく無視できると考える。よって, 接着系アンカーボルトに対しても頭付きアンカーボルトと同様に, 弾性床ばねの反力係数 k' は式(3.24)で求められる。



3.3.3.2 既往研究との比較

伊藤ら^{3,4)}は、接着系アンカーボルトの軸直交変位 1.0mm 時のせん断力を、実験結果に基づいた回帰式として提案している。回帰式を式(3.50)に示す。実験試験体は、回転・打撃型、及びカートリッジ型を用いている。主な実験パラメータは、コンクリート圧縮強度 σ_B 、アンカーボルトの軸径 d_a 、及びアンカーボルトの降伏強度 σ_y である。

表 3.7 に式(3.50)の適用範囲である実験試験体の σ_B 、 d_a 及び、 σ_y を示す。なお、実験でのせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係より、軸直交変位 1.0mm 時に、アンカーボルトは弾性範囲であると思われる。また、アンカーボルトと加力治具の取付けは、せん断力のみが作用するように工夫されたものとなっており、図 3.9 での距離 e は零である。

$$eQsl = 0.83A_a\sqrt{\sigma_y \cdot \sigma_B} \quad (3.50)^{3,4)}$$

ここで、 $eQsl$ はずれ変位 1.0mm 時の接着系アンカーボルトのせん断力[N]、 A_a はアンカーボルトの断面積[mm²]である。

図 3.27 において、既往評価式(3.50)、及び BEFT による式(3.24)、及び式(3.20)によるアンカーボルトの軸直交変位 1.0mm 時のせん断力を比較する。ここでは、軸直交変位 1.0mm 時のせん断力と、コンクリート圧縮強度 σ_B 、及びアンカーボルトの軸径 d_a との関係で示す。式(3.50)でのアンカーボルトの降伏強度 σ_y は、340~429N/mm²の範囲で示す。ただし、式(3.20)の始点からの距離 e は零とした。

図 3.26 より、BEFT に基づく軸直交変位 1.0mm 時のせん断力は、アンカーボルトの軸径 d_a が 20mm のとき、コンクリート圧縮強度 σ_B が 24N/mm²以上の範囲で式(3.50)よりも最大で 24%大きくなっている。 σ_B が 24N/mm²以下の範囲では、式(3.50)と良く対応している。また、コンクリート圧縮強度 σ_B が 25N/mm²のとき、 d_a に関わらず式(3.50)と良く対応する結果となった。

表 3.7 式(3.50)^{3,4)}の適用範囲

コンクリート圧縮強度	アンカーボルトの軸径	アンカーボルト降伏強度
σ_B	d_a	σ_y
N/mm ²	mm	N/mm ²
16.5 ~ 35.6	13 ~ 34	340 ~ 429

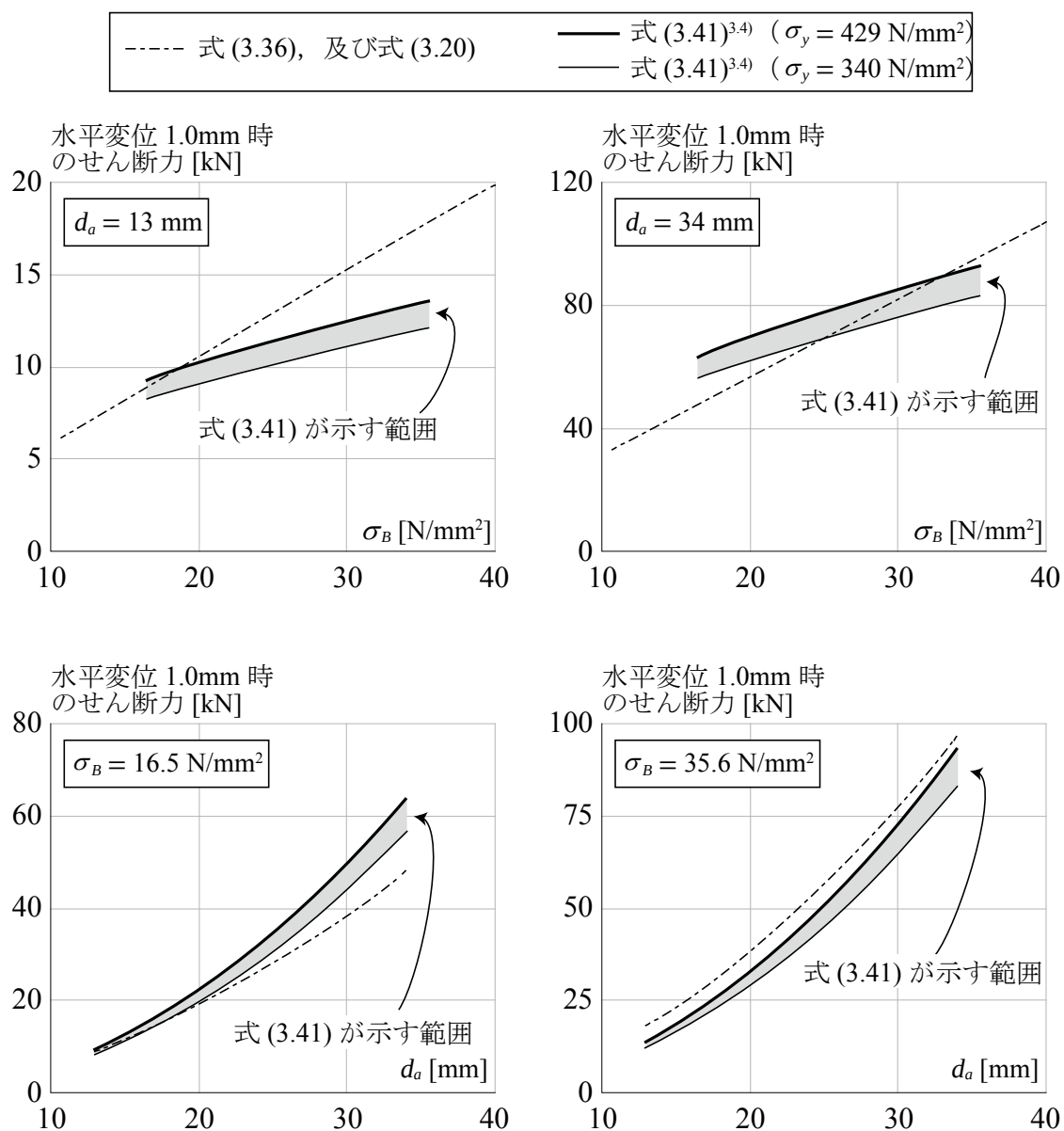


図 3.27 接着系アンカーボルトのせん断力の比較

3.4. 降伏耐力評価

3.4.1 Von Mises の降伏条件

実験におけるアンカーボルトの降伏を von Mises の降伏条件を用いて検討する。

von Mises の降伏条件による降伏せん断耐力 q_y は式(3.51)で求まる。

$$q_y = 1/\sqrt{3} \cdot a \cdot \sigma_y \quad \text{式(3.51)}$$

ただし、 a はアンカーボルトの軸部断面積、またはねじ部有効断面積のうち小さい断面積 [mm^2], σ_y はアンカーボルトの降伏強度 [N/mm^2] である。

von Mises の降伏条件による降伏せん断耐力 q_y は、単調載荷実験では全て同一で、24.7kN であった。実験ではせん断力 q_e が 2~3kN でアンカーボルトが降伏しており、10 倍程度過大に評価する結果であった。

3.4.2 N-M 相関曲線による降伏条件

アンカーボルト軸部での曲げ降伏を BEFT を用いて検討する。アンカーボルトの曲げ降伏は BEFT より，最大曲げモーメント深さ $l_{\max}$ の位置で生じると仮定する。 $l_{\max}$ の位置の曲げモーメント $M_{\max}$ とせん断力 q_e の関係は，式(3.52)で示される。

$$M_{\max} = \alpha \cdot q_e \quad (3.52)$$

ここで α は式(3.53)で表わされる定数である。

$$\alpha = l \cdot e^{-\beta x} \cdot \sin \beta x + \frac{1 + \beta l}{\beta} \cdot e^{-\beta x} \cdot \cos \beta x \quad (3.53)$$

ただし x は式(3.54)で表される。

$$x = \frac{1}{\beta} \arctan \frac{1}{1 + 2\beta l} \quad (3.54)$$

ただし， β は式(3.21)で示され， l はせん断力作用点から弾性梁の始点までの距離 e と同義である。

$l_{\max}$ の位置の曲げモーメント $M_{\max}$ がアンカーボルトの降伏曲げモーメントに達したときのせん断力 q_{cy} は式(3.55)で求まる。

$$q_{cy} = M_y / \alpha \quad (3.55)$$

表 3.8 に，BEFT による降伏耐力 q_{cy} を示す。ここでは，コンクリート反力係数 k_c' は，本論で提案した式(3.36)と既往研究で示された式(3.28)を用いた。

表 3.8 BEFT による降伏耐力 q_{cy}

試験体	140	110	65	40
式(3.28)	2.0	(6.8)	2.0	2.0
式(3.36)	2.0	(6.2)	2.0	2.0

(kN)

表 3.8 より，BEFT による降伏耐力 q_{cy} に対して，式(3.28)，(3.36)では同程度に評価した。ただし，試験体 110 は検討から除き，参考値として示す。

アンカーボルトの曲げ降伏耐力の評価精度とはしあき距離 h の関係を既往研究と比較し確認する。図 3.28 に，実験でのアンカーボルトの曲げ降伏耐力 ${}_eq$ を式(3.28)，及び式(3.36)

を用いて求めた BEFT による降伏耐力 q_{cy} で除した値と h の関係を示す。ここでは試験体 110 は前述した理由から除外した。

図 3.28 より，はしあき距離 h と降伏耐力算定の精度の関係は見られない。コンクリート反力係数 k_c' の算定による違いは剛性算定ほどなく，実験結果に対して 2 割程度の誤差にあった。本論の提案式（式(3.36)）での算定結果が 3%程度小さく算定した。

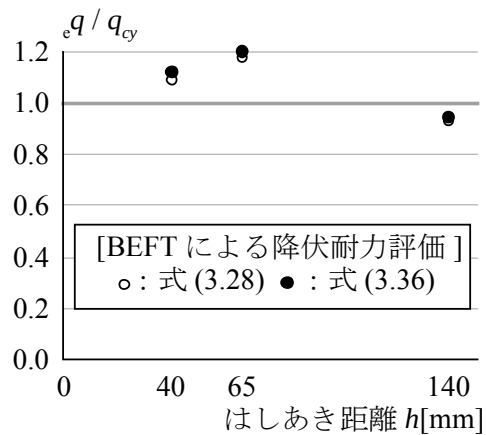


図 3.28 降伏耐力評価の精度

3.5. まとめ

第3章では、第2章で得られたコーン状破壊耐力、及びせん断力と曲率の関係の算定を行った。以下に、第3章で得られた知見を示す。

- 1) 各種合成構造設計指針によるコーン状破壊耐力の算定は、アンカーボルトが1本の単調載荷実験に対して小さい評価を与え、その精度も1割程度の範囲であった。一方、アンカーボルト4本の繰返し載荷実験・複試験体では危険側の評価を与え、最大で2倍程度過大に評価した。これは、アンカーボルト4本がせん断力を均等に負担していないためだと考える。Concrete Capacity Methodによる評価も行ったが、本実験では各種合成構造設計指針での評価が実験結果と良く対応していた。
- 2) アンカーボルトを弾性床上梁理論に適応する際に重要となるコンクリート反力係数の評価法を、コンクリートの圧縮破壊エネルギーと圧縮軟化特性の関係をを用いて提案した。提案式は、既往の研究の評価式の下限を与える評価となった。
- 3) 提案式を代入した弾性床上梁理論は、アンカーボルトが1本の単調載荷実験でのせん断力とアンカーボルトの曲率の関係を精度良く評価した。一方で、アンカーボルト4本の繰返し載荷実験・複試験体では、せん断力を負担しているアンカーボルト本数を勘案して検討を行ったが、実験結果の半分程度と評価する場合もあった。
- 4) 接着剤の弾性床ばねを設定することで、弾性床上梁理論を接着系アンカーボルトに適応した。接着剤反力係数を評価したところ、コンクリート反力係数と比べて大きく、これらを直列で合成すると接着剤反力係数の影響は小さく無視できると判断した。弾性床上梁理論と既往の研究における接着系アンカーボルトの1.0mm時せん断力の実験式を比較すると、良い対応が見られた。

【参考文献】

- 3.1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- 3.2) Eligehausen R., R. Mallee, J. F. Silva : *Anchorage in Concrete Construction*, Ernst & Sohn, 2006
- 3.3) 矢野明義，菅家重夫，松崎育弘，阿部保彦，宇佐美滋：機器配管用支持構造物埋込金物の耐力に関する実験研究 その9 頭付アンカーの支持耐力とへりあき寸法との関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，No.2535，pp.1573-1574，1981
- 3.4) 伊藤嘉則，槇谷榮次，中村陽介，川上修：せん断力を受ける接着系あと施工アンカーのダウエル効果とせん断滑り変位 2mm 時の耐力評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.646，pp.2307-2316，2009
- 3.5) Soroushian, P., Obaseki, K., Rojas, M. C. : Bearing Strength and Stiffness of Concrete Under Reinforcing Bars, *ACI Materials Journal*, Vol.84, No.3, pp.179-184, May- June 1987
- 3.6) Dei Poli, Sandro, Di, Prisco M., Gambarova, P.G. : Shear Response, Deformations, and Subgrade Stiffness of a Dowel Bar Embedded in Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.6, pp.665-675, November-December 1992
- 3.7) 中野克彦，松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法，日本建築学会構造系論文集，Vol.550，pp.151-158，2001.12
- 3.8) Tanaka, Yoshiki, Jun, Murakoshi : Reexamination of Dowel Behavior of Steel Bars Embedded in Concrete, Vol.108, No.6, pp.659-668, November-December 2011
- 3.9) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, ASCE, pp. 471-487, 2001
- 3.10) Darwin, D., and D. A. W. Pecknold : Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete, Univ. Ill. Cic. Eng. Stub. SRS409, July, 1974
- 3.11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説，2010.02
- 3.12) 雨宮篤，野口博：超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発 その1 コンクリートモデルの構築，日本建築学会大会講演梗概集，C-構造 II, pp.639-640，1990.10
- 3.13) (社)日本建築あと施工アンカー協会：あと施工アンカー認証製品 22.03
- 3.14) 水上剛，細川洋治，福山洋，向井智久，濱崎仁，西田聖二：あと施工アンカーの長期許容応力度に関する研究 その6 アンカー筋固着材の圧縮特性実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV, pp.645-646，2011

第 4 章

組合せ応力を受ける各種アンカーボルトの載荷実験

4.1. はじめに

第 4 章では、コンクリートに埋込まれ、せん断力に加えて引張力を受ける頭付きアンカーボルト、及び接着系アンカーボルトの基礎的な力学的性状を把握するために、頭付きアンカーボルト、及び接着系アンカーボルトの組合せ載荷実験を行う。

実験の目的は、各種アンカーボルトに入力するせん断力、及び引張力とアンカーボルトの軸直交変位、及び軸変位の関係、破壊性状とそのときのせん断力、及びアンカーボルトに入力するせん断力とアンカーボルトの歪度性状の関係を取得することである。

実験では、本論で対象としている、コンクリートの埋込まれたアンカーボルトに対してベースプレートを通じて他の構造体・非構造体が接続されていることを対象としている。そのため、ベースプレートを模した加力治具を通じてアンカーボルトにせん断力を与えている。

4.2. 組合せ載荷実験

4.2.1 試験体

図 4.1 に試験体形状を示す。試験体は図 4.1 に示す幅をパラメータとした長さ 700mm, 高さ 400mm のコンクリートとそれに埋め込まれたアンカーボルトからなる。試験体の高さは, 一般的な戸建住宅基礎のせいの半分程度を想定している。

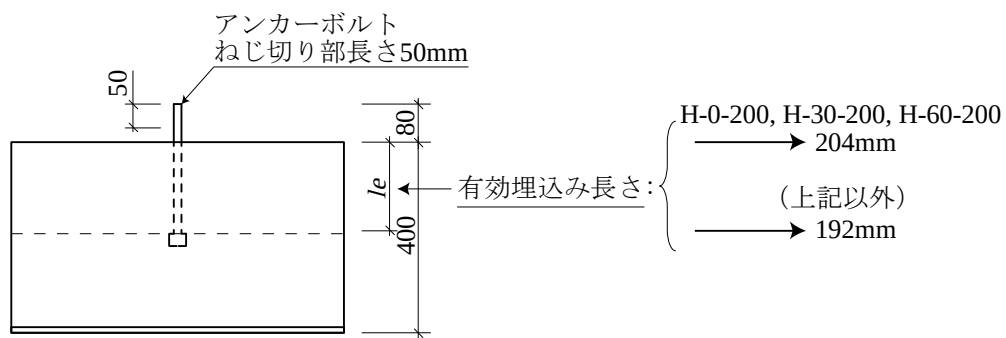
表 4.1 に試験体一覧を示す。試験体は 24 体である。実験パラメータは, コンクリート設計基準強度 F_c , アンカーボルト種類, 加力方向 θ , へりあき距離 c , そして配筋の有無である。ここでへりあき距離 c はアンカーボルトにせん断力が作用するときの作用方向に対して垂直方向のコンクリート端までの距離である。コンクリート設計基準強度 F_c は 18N/mm^2 , 13.5N/mm^2 を設定した。表 1 に実験時のコンクリートの材料試験結果を示す。なお, 実験時のコンクリート圧縮強度 σ_B はそれぞれ, $\sigma_B=33\text{N/mm}^2$, 17N/mm^2 程度であった。

アンカーボルト周辺の鉄筋について, 図 4.2 に配筋図を示す。鉄筋はコーン状破壊が想定される面を通るように配筋した。配筋は同規模のアンカーボルトが使用される戸建住宅基礎の配筋と同程度とし, アンカーボルトの直交方向(主筋)に 1-D13, 材軸方向(せん断補強筋)に D10@300 を配し, 鉄筋には SD295A を用いた。主筋ははしあき端で捨て型枠を兼ねた鋼板に, せん断補強筋は試験体下部の鋼板に点付け溶接で固定した。

アンカーボルトには, 頭付きアンカーボルト(以下, H ボルト)と接着系アンカーボルト(以下, B ボルト)を設定する。H ボルトに SR235 ($\phi 16$), SS400 ($\phi 16$), SBPR1080/1230 ($\phi 17$) を用意した。ねじ部をアンカーボルトの両端に設けて, 一方にナットを取り付けて頭部としている。取り付けたナットは $\phi 16$ に対して小径 27mm, 厚さ 16mm, $\phi 17$ に対して小径 35mm, 厚さ 27mm である。B ボルトに SD345 (D16), SHD685 (D16) を用意した。B ボルトの先端を 45 度に切断し, 回転・打撃型の接着系アンカーを用いてコンクリートに定着した。用いた接着剤は有機系である。アンカーボルトをコンクリート上面中央に配し, 有効埋め込み長さ l_e は $12d_a$ とした。ここで d_a はアンカーボルトの軸径である。そのため, アンカーボルトの軸径が 17mm の試験体では 204mm, 16mm の試験体では 192mm である。

加力方向 θ は, アンカーボルト材軸方向からの傾きと定義し, 0 度, 30 度, 60 度を設定した。0 度はアンカーボルトの純引張載荷試験に相当する。 θ の設定であるが, 組合せ応力を与える実験研究は少なく, また実現象として, 実構造物でのアンカーボルトに作用する応力方向は未解明である。そのため, 本論では純引張から純せん断までの間で三分点設定した。

へりあき距離 c は試験体幅の半分に対応し, 350mm, 200mm, 及び 75mm を設定した(以下, mm を省略)。ただし, 加力方向 θ が 0 度ではへりあき距離 c とはしあき距離 h は同義であると言える。



(a) 試験体側面 共通

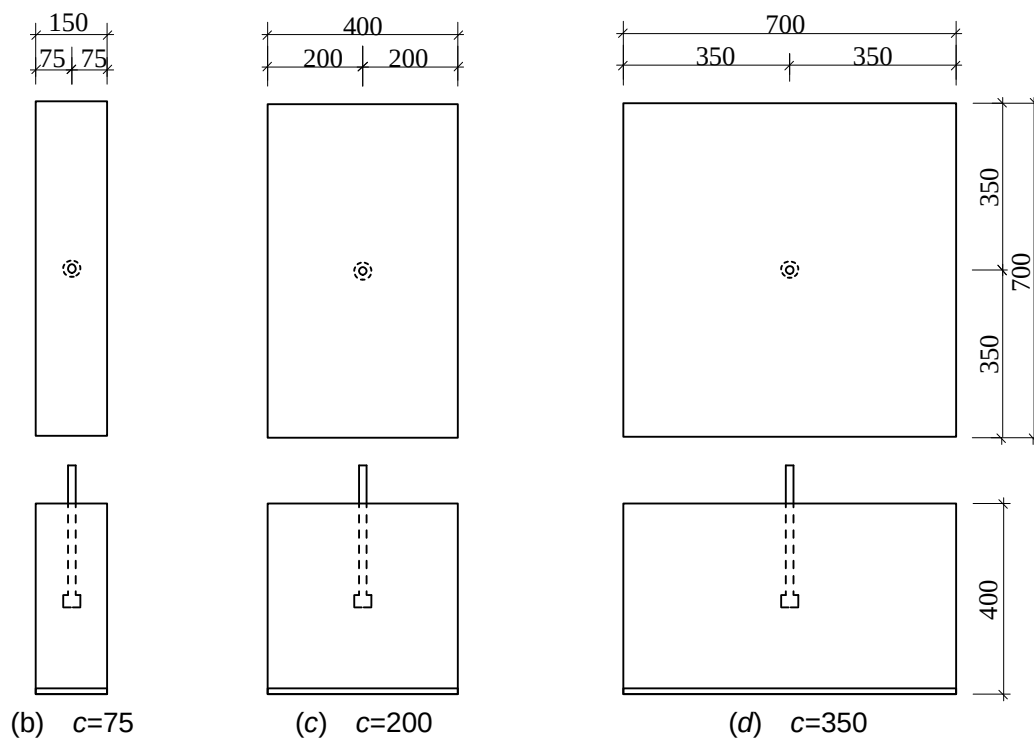


図 4.1 試験体形状

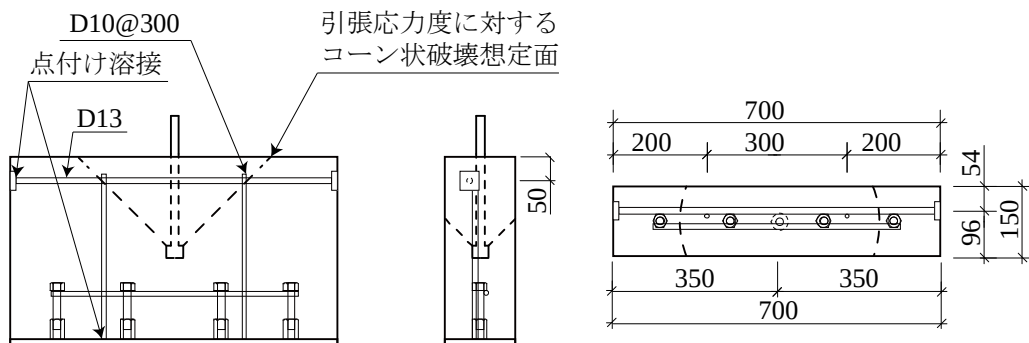
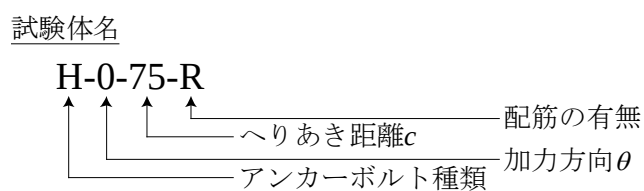


図 4.2 配筋状況

表 4.1 試験体一覧



試験体	実験パラメータ					
	コンクリート 設計基準強度	アンカー ボルト種類 ^{*1}	加力方向	へりあき 距離	配筋の 有無	
	F_c		θ	c		
	N/mm ²		度	mm		-
H-0-75-R	18	H	0	75	配筋有	
B-0-75-R		B				
H-30-75-R		H	30			
B-30-75-R		B				
H-60-75-R		H	60			
B-60-75-R		B				
H-0-350		H	0	350	配筋無	
B-0-350		B				
H-30-350		H	30			
B-30-350		B				
H-60-350		H	60			
B-60-350		B				
H-0-200	13.5	H	0	200		配筋無
B-0-200		B				
H-30-200		H	30			
B-30-200		B				
H-60-200		H	60			
B-60-200		B				
H-0-75		H	0	75		
B-0-75		B				
H-30-75		H	30			
B-30-75		B				
H-60-75		H	60			
B-60-75		B				

4.2.2 使用材料

実験試験体に使用したコンクリート、及びアンカーボルトの力学的特性等を述べる。

表 4.2 にコンクリートの調合、表 4.3 にコンクリートの材料試験結果を示す。コンクリートセメントは、普通ポルトランドセメントを使用した。粗骨材の最大粒径は、本実験が実大であることを勘案し、文献に従い 20mm とした。コンクリートの材料試験では、圧縮試験は JIS A 1108, 引張割裂試験は JIS A 1113 に準じた。供試体は、直径 100mm の円柱形とした。円柱シリンダー高さ方向中央の側面 3 か所に貼付した歪ゲージにより圧縮歪度を取得した。コンクリートのヤング係数 E_c は、圧縮応力度と圧縮歪度の関係におけるコンクリート圧縮強度 σ_B の 1/3 強度時の割線剛性とした。コンクリートの供試体の養生条件は、標準水中とした。

コンクリートの材料試験は、設計基準強度 F_c 毎に実施した。設計基準強度 F_c が 13.5N/mm^2 では材齢一週時に圧縮試験を行い圧縮強度のみを取得した。その後、材齢 62 日目と 73 日目に圧縮試験と引張割裂試験を行った。設計基準強度 F_c が 18N/mm^2 では材齢 58 日目と 86 日目に圧縮試験と引張割裂試験を行った。各試験で 3 回試験を行い、平均値を用いている。図 4.3 にコンクリートの材料試験結果として、圧縮試験の圧縮応力度と圧縮歪度の関係を示す。

表 4.4 にアンカーボルトの力学的特性を示す。アンカーボルトの H ボルトは SS400 から切削及び、SBPR1080/1230 を転造により製造されている。B ボルトは SD345, 及び SHD685

表 4.2 コンクリートの調合

設計基準 強度	骨材最大 寸法	水セメント 比	細骨材 率	単位質量				
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
N/mm^2	mm	%	%	kg/m^3				
13.5	20	83	54	200	242	937	827	2.66
18	20	68	46	186	274	816	976	2.95

表 4.3 コンクリートの力学的特性

設計基準強度	材齢	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度時歪	引張割裂強度
F_c	-	σ_B	E_c	ε_m	σ_T
N/mm^2	日	N/mm^2	$(10^4) \text{N/mm}^2$	μ	N/mm^2
13.5	7	12.2	-	-	-
	62	16.4	1.88	1720	1.5
	73	17.6	2.02	1688	1.9
18	58	31.5	2.55	2256	2.9
	86	33.7	2.55	2220	3.1

から切削により製造されている。アンカーボルトの力学的特性はミルシートを用いる。

表 4.5 に試験体の力学的特性を実験パラメータと併せて示す。コンクリートの材料特性は、表 4.3 に示した値を実験日と材料試験日の材齢の関係から直線補間することで求めた。

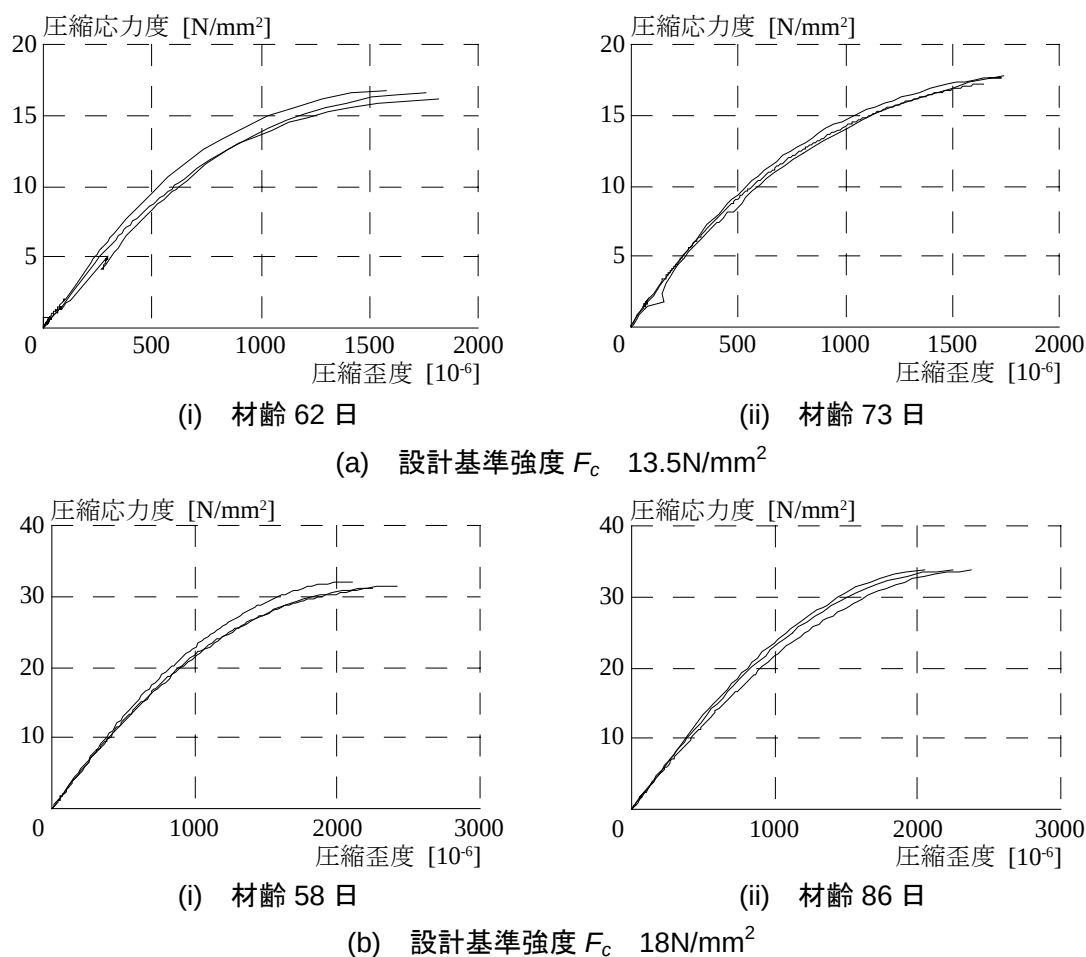


図 4.3 コンクリートの材料試験結果 圧縮応力度と圧縮歪度の関係

表 4.4 アンカーボルトの力学的特性

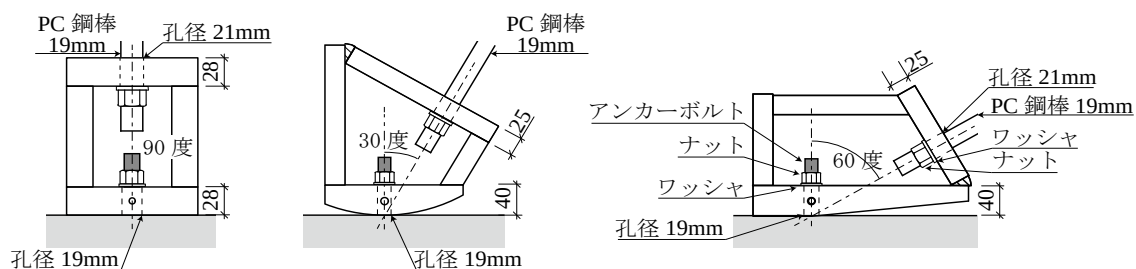
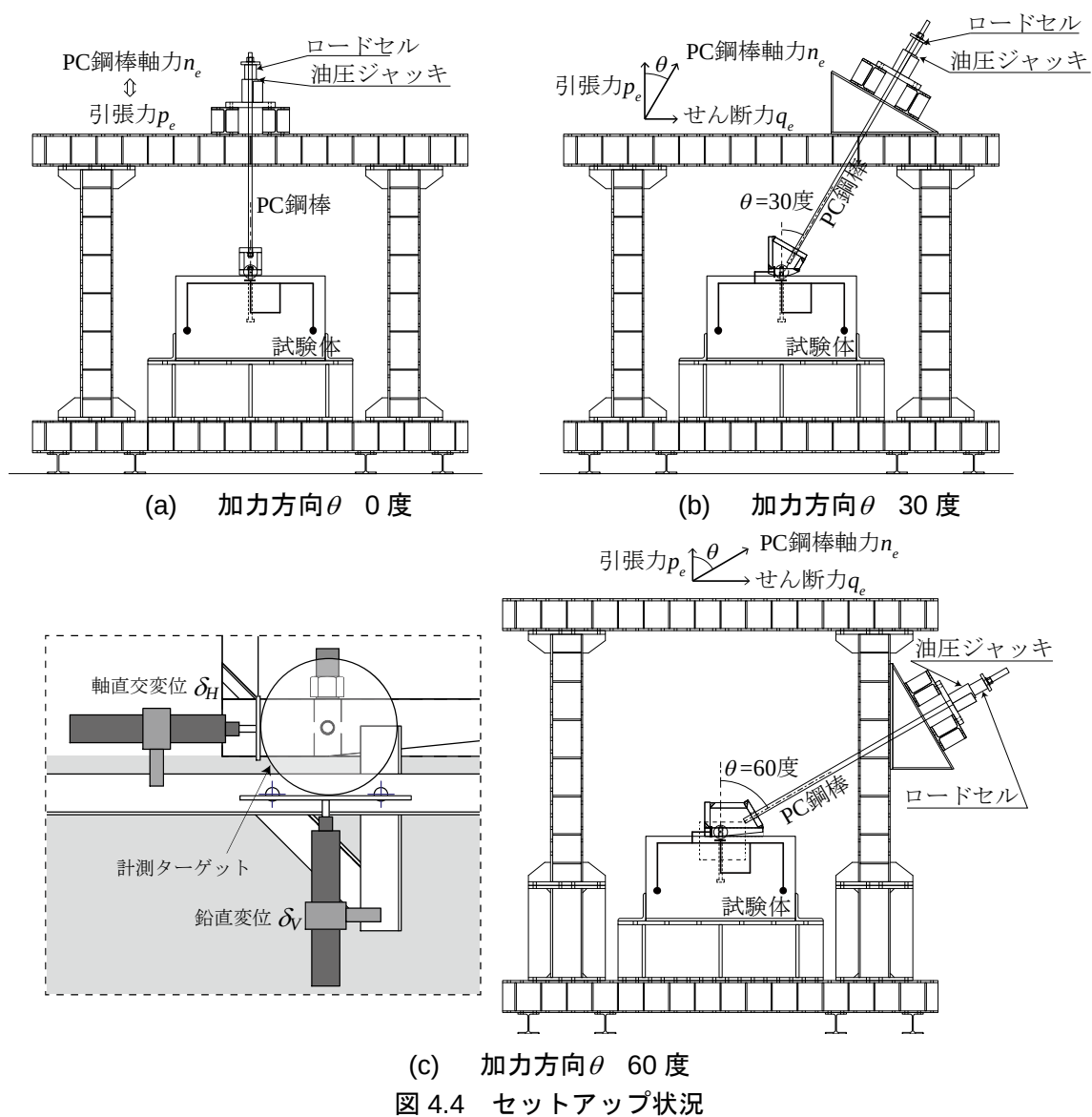
鋼種	下降伏点	引張強さ
	σ_y	σ_u
	N/mm^2	N/mm^2
SS400	336	466
SBPR1080/1230	1154	1251
SD345	397	547
SHD685	760	955

表 4.5 試験体の力学的特性

試験体	使用材料の力学的特性					
	アンカーボルト			コンクリート		
	鋼種	降伏強さ	引張強さ	圧縮強度	ヤング係数	引張強度
	-	σ_y	σ_u	σ_B	$E_c(\times 10^4)$	σ_T
	-	N/mm ²		N/mm ²		
H-0-75-R	SS400	336	466	33.7	2.55	3.1
B-0-75-R	SD345	397	547	33.7	2.55	3.1
H-30-75-R	SS400	336	466	32.1	2.55	2.9
B-30-75-R	SD345	397	547	32.1	2.55	2.9
H-60-75-R	SS400	336	466	31.5	2.55	2.9
B-60-75-R	SD345	397	547	31.6	2.55	2.9
H-0-350	SS400	336	466	33.1	2.55	3.0
B-0-350	SD345	397	547	33.2	2.55	3.0
H-30-350	SS400	336	466	32.1	2.55	2.9
B-30-350	SD345	397	547	32.2	2.55	2.9
H-60-350	SS400	336	466	31.6	2.55	2.9
B-60-350	SD345	397	547	31.6	2.55	2.9
H-0-200	SBPR1080/1230	1154	1251	16.6	1.91	1.6
B-0-200	SHD685	760	955	16.5	1.89	1.5
H-30-200	SBPR1080/1230	1154	1251	17.2	1.97	1.8
B-30-200	SHD685	760	955	16.8	1.93	1.6
H-60-200	SBPR1080/1230	1154	1251	17.5	2.00	1.9
B-60-200	SHD685	760	955	17.5	2.00	1.9
H-0-75	SR235	320	447	16.4	1.88	1.5
B-0-75	SD345	385	568	16.4	1.88	1.5
H-30-75	SR235	320	447	16.6	1.91	1.6
B-30-75	SD345	385	568	16.7	1.92	1.6
H-60-75	SR235	320	447	17.4	1.99	1.8
B-60-75	SD345	385	568	17.4	1.99	1.8

4.2.3 載荷方法

図 4.4 にセットアップ状況，図 4.5 に加力治具取付け状況を示す。試験体をアンカーボルトが垂直になるよう加力フレームに配置し，試験体下部鋼板の内側に設置したナットを介してボルトで固定した。アンカーボルトは，加力治具，PC 鋼棒（ $\phi 19$ ）を介して反力フレームに取り付けた油圧ジャッキにより加力し，その反力をロードセルにより計測する。アンカーボルトと加力治具はナットで接合され，アンカーボルトに数マイクロの歪度が生じる程度までナットを締めた。アンカーボルトと加力治具は軸部で接触している。PC 鋼棒の材軸方向の傾きが加力方向 θ と対応し，コンクリート表面におけるアンカーボルト図心位置を通る。加力に伴う PC 鋼棒の材軸方向の傾きの変化は，PC 鋼棒両端のナット接合は回転拘束が小さく，またアンカーボルトの最大変形時においても最大で 2 度程度となり，この影響は少ないと考える。加力は一方向単調載荷とし，明確な破壊性状の発現，またはアンカーボルトの完全な引抜きまで行った。



4.2.4 計測方法

計測項目は、ロードセルによる PC 鋼棒の軸力 n_e 、コンクリート表面でのアンカーボルトの軸変位 δ_v 、軸直交変位 δ_H 、及びアンカーボルト（H ボルトのみ）と主筋、せん断補強筋の歪度、そしてコンクリートのひび割れ幅である。変位は図 4.4 に示すように、試験体コンクリートに固定された計測治具より、加力治具に設置したターゲットの動きを計測し、コンクリートからの相対変位とした。そのため、コンクリート表面からターゲットまでのアンカーボルトの変形量を含んでいるが、その値は最大でも 0.1mm 程度であり、本論では無視できると考えた。ひび割れ幅は、 n_e の 10kN 毎に計測した。

4.2.5 実験結果

4.2.5.1 破壊性状と終局耐力

表 4.6 に実験での破壊性状の一覧を、写真 4.1 に破壊状況を示す。破壊性状として、アンカーボルト破断、付着破壊、及びコンクリートのコーン状破壊が観察された。

表 4.6 実験結果一覧

試験体	実験結果				
	破壊性状	最大 ひび割れ幅	終局耐力		
			PC 鋼棒軸力	引張力	せん断力
			$\max n_e$	$\max p_e$	$\max q_e$
	—	mm	kN		
H-0-75-R	アンカー破断(ねじ部)	0.2	78	78	—
B-0-75-R	付着破壊	0.7	70	70	—
H-30-75-R	コーン状破壊	0.7	37	32	19
B-30-75-R	コーン状破壊	0.9	48	41	24
H-60-75-R	コーン状破壊	0.8	36	18	31
B-60-75-R	コーン状破壊	1.0	50	25	44
H-0-350	アンカー破断(ねじ部)	0.1	77	77	—
B-0-350	アンカー破断(ねじ部)	0.2	96	96	—
H-30-350	アンカー破断(軸部)	0.3	91	79	46
B-30-350	アンカー破断(軸部)	0.2	99	86	50
H-60-350	アンカー破断(軸部)	0.1	77	38	66
B-60-350	アンカー破断(軸部)	0.2	88	44	76
H-0-200	コーン状破壊	(計測不能)	115	115	—
B-0-200	付着破壊	3.0	86	86	—
H-30-200	コーン状破壊	(計測不能)	90	78	45
B-30-200	コーン状破壊	(計測不能)	56	49	28
H-60-200	コーン状破壊	(計測不能)	60	30	52
B-60-200	コーン状破壊	(計測不能)	66	33	57
H-0-75	コーン状破壊	(計測不能)	52	52	—
B-0-75	付着破壊	5.0	43	43	—
H-30-75	コーン状破壊	(計測不能)	32	28	16
B-30-75	コーン状破壊	(計測不能)	33	29	16
H-60-75	コーン状破壊	(計測不能)	33	16	28
B-60-75	コーン状破壊	(計測不能)	42	21	36

写真 4.1(a)にアンカーボルト破断の状況を示す。アンカーボルト破断はコンクリートから突出したナット下部で生じた。破断は、加力方向 θ が 0 度の H-0-75-R, H-0-350, B-0-350 ではアンカーボルトのねじ部で、加力方向 θ が 30 度, 60 度の H-30-350, H-60-350, B-30-350, B-60-350 ではアンカーボルトの軸部で見られ、いずれもアンカーボルトのしぼりを伴う破断であった。せん断力が作用する加力方向 θ が 30 度, 60 度では、アンカーボルトからの支圧によるコンクリートの圧壊、コンクリート内部でのアンカーボルトの曲げ変形が見られた。

写真 4.1(b)に付着破壊の状況を示す。付着破壊は、B ボルトの加力方向 θ が 0 度である B-0-200, B-0-75, B-0-75-R で見られた。アンカーボルトはコンクリートから抜け出る性状を示し、接着剤とコンクリートの界面で破壊が生じた。コンクリートのひび割れは、コーン状破壊時とは異なり、コンクリートが分離するような全断面には及ばず、アンカーボルトを引抜いた後もコンクリートは一体性を保っていた。コンクリートのひび割れは、破壊と同時に上面のへりあき方向と側面のアンカーボルト材軸に沿って生じた。

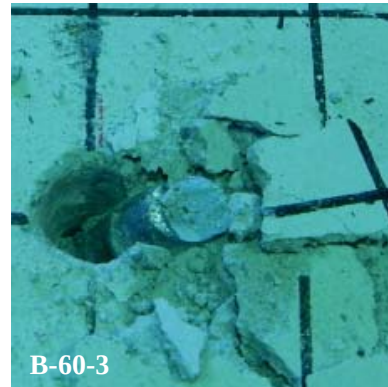
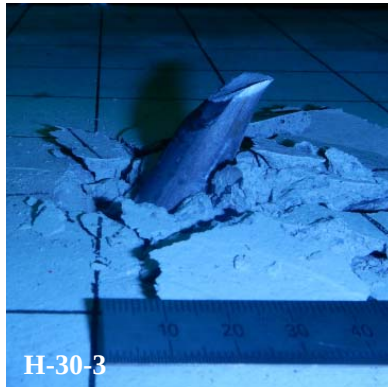
写真 4.1(d)~(f)にコーン状破壊の状況を示す。コーン状破壊は、前述以外の試験体で見られた。またこの破壊では加力方向 θ が 0 度のひび割れは、破壊と同時にコンクリート上面のへりあき方向と、側面ではアンカーボルト材軸方向、及びアンカーボルトの頭部から加力直交方向の左右に生じた。加力方向 θ が 30 度, 60 度では、へりあき距離 c が 75 と小さいと、配筋の有無に関わらず破壊前で最大 0.2mm のひび割れがコンクリート上面に生じた。へりあき距離 c が 200 の試験体では、破壊前のひび割れは確認されなかった。主要なひび割れは破壊と同時に現れ、コンクリート上面のへりあき方向と、側面ではアンカーボルト材軸方向、及びアンカーボルトの頭部または先端を中心に加力直交方向に沿って生じた。また、配筋された試験体のコンクリート上面の加力方向では直線状の割裂ひび割れが見られた(写真 4.1(c))。

表 4.6 に最大ひび割れ幅を示す。最大ひび割れ幅は、終局耐力後に全試験体上面のアンカーボルト周辺で観察された。ただし、配筋無しでコーン状破壊に至った試験体は、幅 10mm 以上のひび割れやコンクリート片の分離が生じたため、計測不能と示した。最大ひび割れ幅は配筋の有無によって異なり、本実験の範囲においては、配筋された試験体の最大ひび割れ幅は 1.0mm 程度であった。後述する鉄筋歪度において、破壊と同時に鉄筋歪度の増大が確認でき、ひび割れ幅の進展抑制に鉄筋が作用していることがわかる。

表 4.6 に試験体の終局耐力の一覧を示す。終局耐力は破壊までの最大荷重とした。終局耐力時のアンカーボルト材軸方向の引張力 $\max p_e$ と材軸垂直方向のせん断力 $\max q_e$ は、PC 鋼棒の軸力 $\max n_e$ を加力方向 θ に応じて分解して得た。

図 4.6(a)に全試験体の加力軸方向における終局耐力 $\max n_e$ を示す。アンカーボルト破断に至った試験体の $\max n_e$ は加力方向 θ に関わらず同程度となった。一方、コーン状破壊に至った試験体では、加力方向 θ が 0 度で最も $\max n_e$ が大きく、加力方向 θ が 30 度, 60 度で小さくなる傾向が見られた。

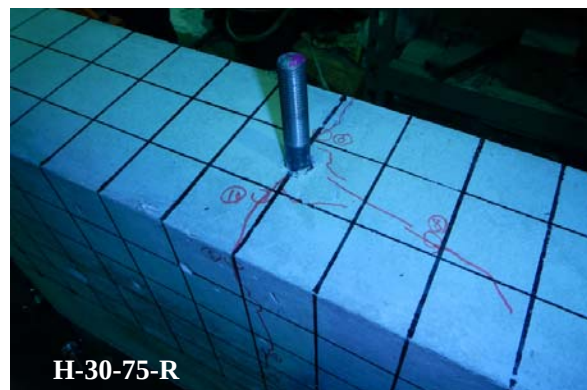
図 4.6(b)に終局耐力時の引張力 $\max p_e$ とせん断力 $\max q_e$ を示す。加力方向 θ によって、 $\max p_e$ と $\max q_e$ が異なる値で終局状態に至っており、組合せ応力の影響が確認できる。



(a) アンカーボルト破断

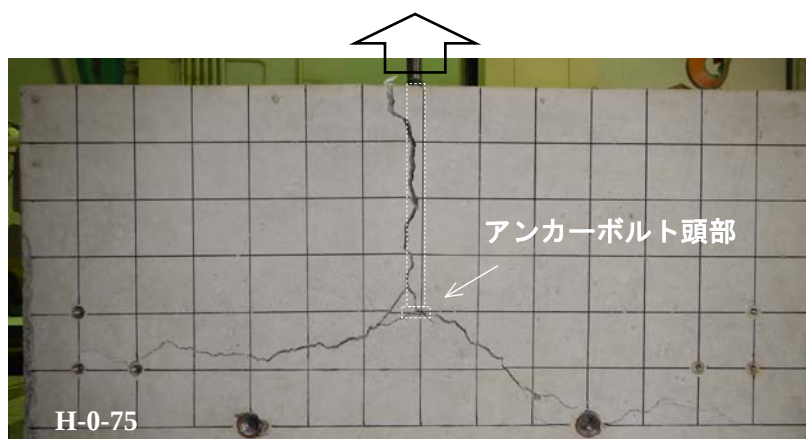


(b) 付着破壊 ($\theta=0$ 度)

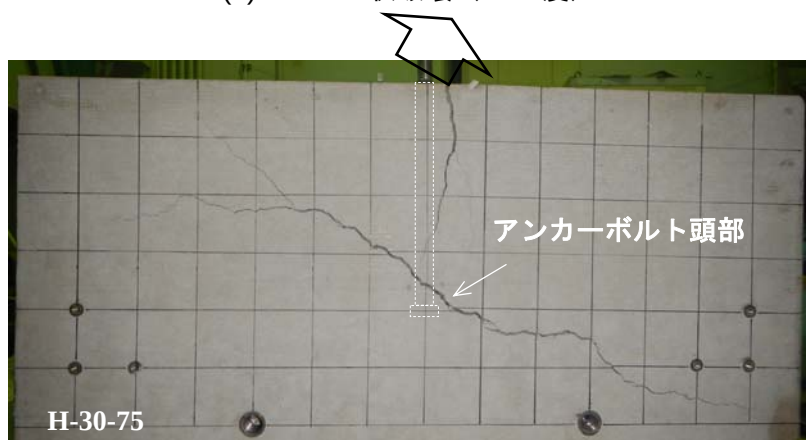


(c) コーン状破壊 上面

写真 4.1 コンクリートの材料試験結果 圧縮応力度と圧縮歪度の関係



(d) コーン状破壊 ($\theta=0$ 度)

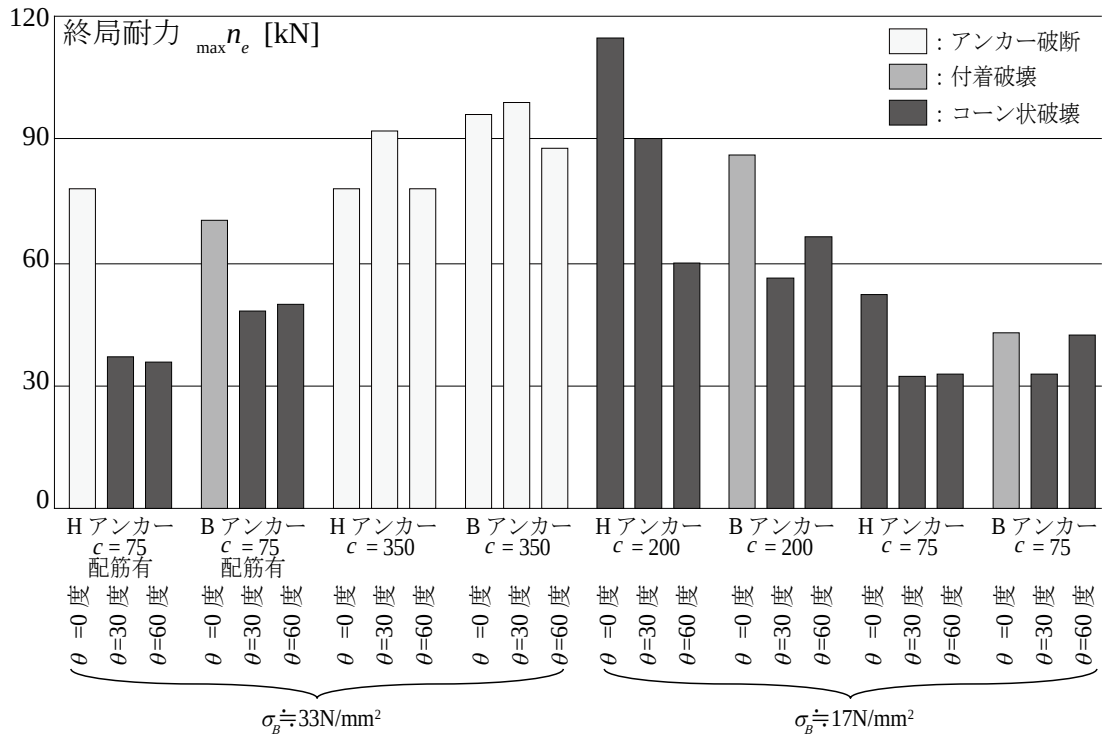


(e) コーン状破壊 ($\theta=30$ 度)

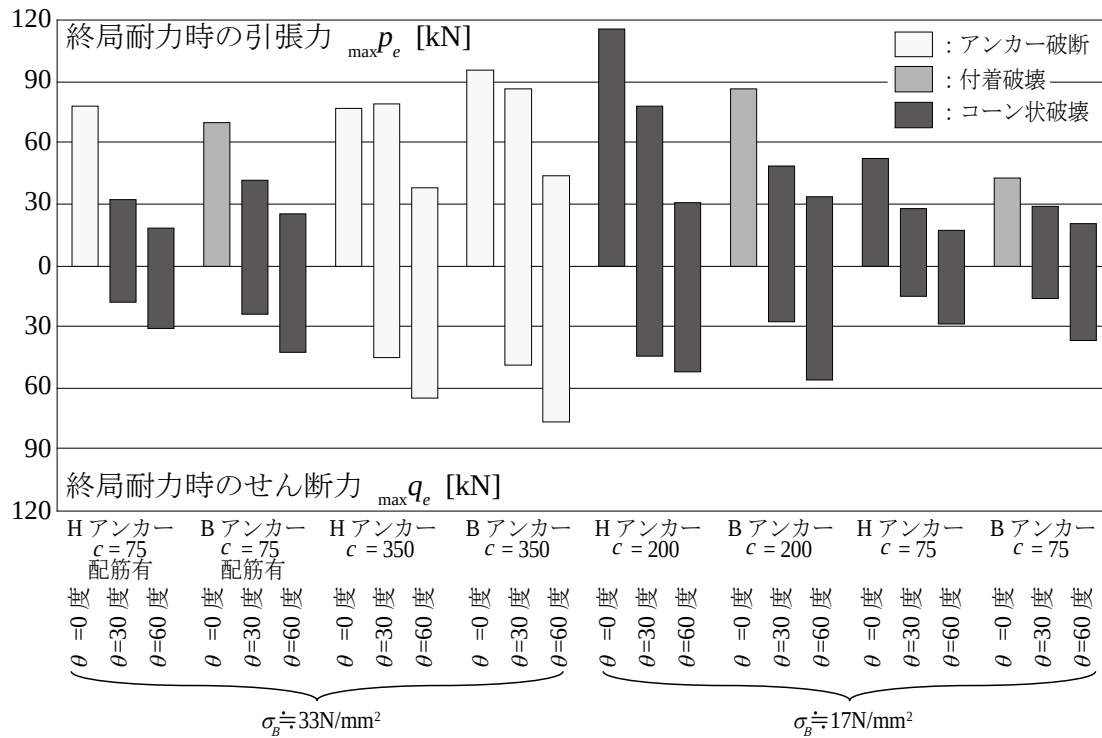


(f) コーン状破壊 ($\theta=60$ 度)

写真 4.1 コンクリートの材料試験結果 圧縮応力度と圧縮歪度の関係



(a) 加力軸方向 $\max n_e$



(b) 引張力 $\max p_e$ とせん断力 $\max q_e$

図 4.6 終局耐力

4.2.5.2 アンカーボルトの歪度性状

図4.7にHボルトの歪ゲージ貼付位置を示す。なお、歪ゲージはベース部に保護養生テープを薄く貼付するのみとし、アンカーボルトの溝切り加工などは行っていない。歪ゲージはアンカーボルト1本につき、コンクリート表面から $2d_a$ 、 $4d_a$ 、 $10d_a$ の位置に、せん断力方向に対し表裏に計6枚を貼付した。ここで d_a はアンカーボルトの直径である。同一断面表裏の歪度 ε^+ 、 ε^- から、引張歪度 ε^N は式(4.1)、曲げ歪度 ε^M は式(4.2)を用いて算出した。

$$\varepsilon^N = (\varepsilon^+ + \varepsilon^-) / 2 \quad (4.1)$$

$$\varepsilon^M = -(\varepsilon^+ - \varepsilon^-) / 2 \quad (4.2)$$

図4.7にHボルトの歪度性状を、へりあき距離 c が200の試験体におけるPC鋼棒の軸力 n_e と引張歪度 ε^N 、曲げ歪度 ε^M との関係で歪ゲージ位置と併せて示す。ここに示すのは全て弾性範囲である。 θ が0度の ε^N は n_e と対応し、深さ方向で一様に分布しており、 ε^M は微小であった。 θ が30度、60度の ε^N は θ が0度と同様で、深さ方向で一様に分布し、引張力 p_e と対応していた。これより引張力に対しては、せん断力が同時に作用する組合せ応力下においても軸部で一様な引張応力度が生じ、アンカーボルト頭部の支圧で抵抗していることがわかった。一方、 ε^M についてはせん断力 q_e が大きく、コンクリート表面に近い、浅い位置で大きくなる傾向がある。これよりせん断力に対しては、浅い位置でアンカーボルトの曲げにより抵抗していたと考える。この傾向は c が200の試験体以外でも同様に確認できた。

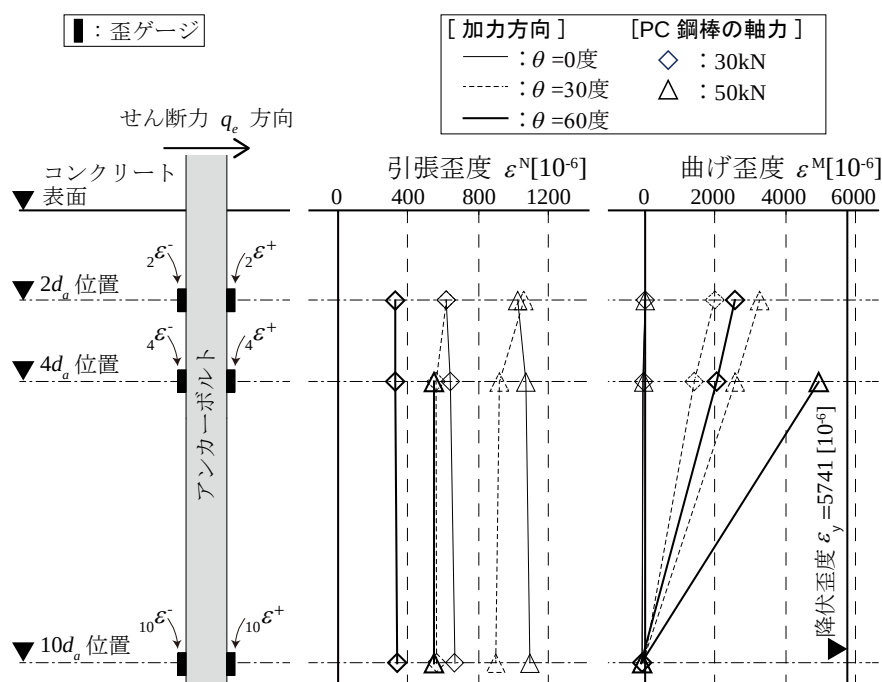


図4.7 Hボルトの歪ゲージ貼付位置と歪度性状

アンカーボルトの曲げ変形を周辺コンクリートが拘束するため、曲げ歪度性状は周辺コンクリートの影響を受ける。図 4.8(a)に H ボルトの曲げ歪度 ε^M に対するへりあき距離 c の影響を、 c が 200 の H-60-200 と 75 の H-60-75 において、PC 鋼棒の軸力 n_e と ε^M の関係で示す。図 4.8(a)より、へりあき距離 c はアンカーボルトの曲げ歪度性状に影響をほとんど与えていない。図 4.8(b)に H ボルトの曲げ歪度 ε^M に対する配筋の影響を、配筋された H-60-75-R と無筋の H-60-350 において、PC 鋼棒の軸力 n_e と ε^M の関係で示す。ここで、これら 2 体の c は異なるが、前述のようにその影響は少ないと考える。図 4.8(b)よりコンクリート表面から $2d_a$ 、 $4d_a$ の ε^M は、無筋の試験体と比較して、配筋された試験体では 1/3 程度に小さくなっていた。配筋の有無により、アンカーボルトの曲げ性状が変化したと考える。

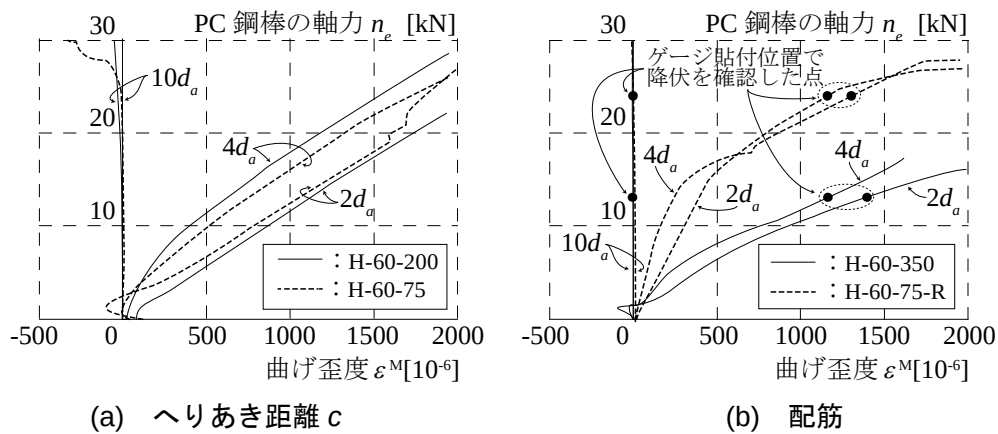


図 4.8 H ボルトの歪度性状に対する周辺コンクリートの影響

図 4.9 に主筋の歪ゲージ貼付位置を示す。主筋の歪度性状について、図 4.9 に B-60-75-R の PC 鋼棒の軸力 n_e と主筋の歪度の関係を示す。終局耐力 $\max n_e$ までの鋼板近傍の歪度は 100μ 未満と微小であり、はしあきの鋼板による実験への影響は無視できる。コンクリート破壊の時にコンクリートにひび割れ等の損傷が生じていたと考えられる。 n_e が 40kN の時に歪度は 156μ であり、コンクリート上面のアンカーボルト近傍のひび割れ幅は 0.1mm であった。その後歪度は $\max n_e$ の直前で 490μ にまで増大し、この直後の破壊と同時に大きく進展した。

図 4.10 にせん断補強筋の歪ゲージ貼付位置を示す。せん断補強筋の歪度性状について、図 4.10 に H-30-75-R の PC 鋼棒の軸力 n_e とせん断補強筋の歪度の関係を示す。せん断補強筋の歪度は終局耐力 $\max n_e$ まで最大でも 100μ 未満であり、この後の破壊でも大きく変化しなかった。アンカーボルト破断した H-0-75-R を除く試験体についても同様であった。以上より主筋に比べせん断補強筋は、コンクリートのコーン状破壊時も応力負担が少ないことがわかった。

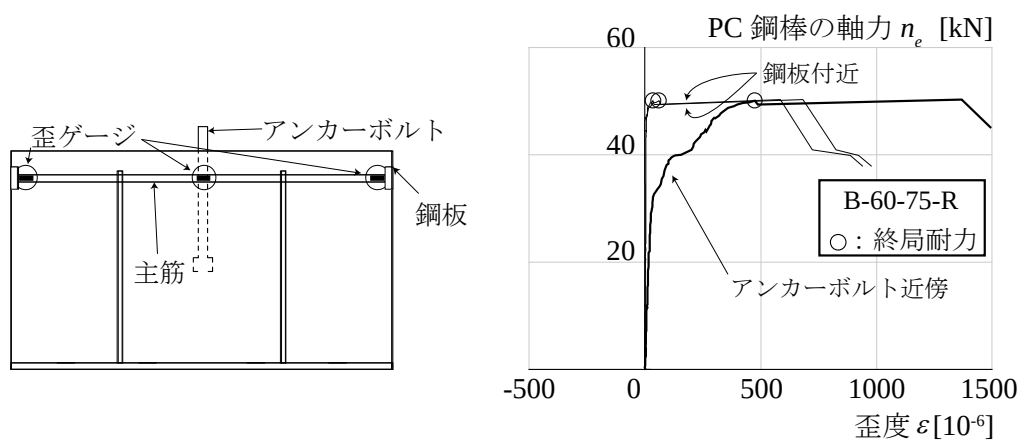


図 4.9 主筋歪ゲージ貼付位置と歪度性状 (B-60-75-R)

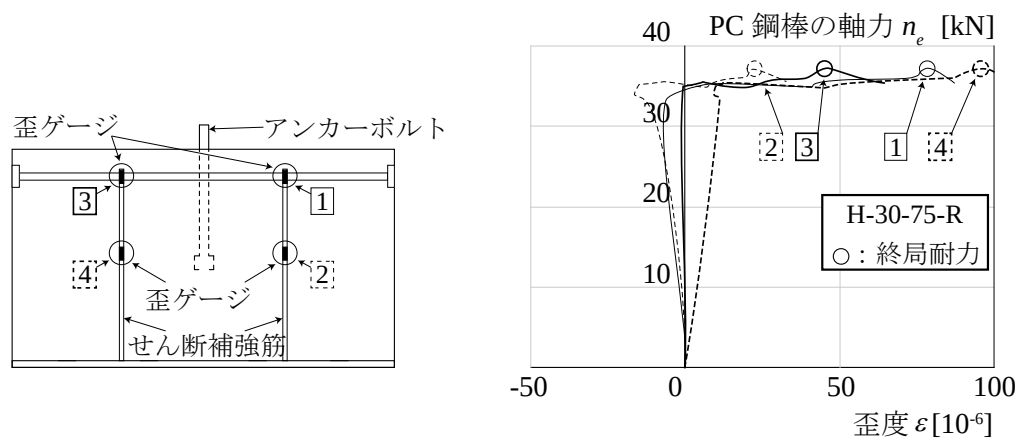


図 4.10 せん断補強筋歪ゲージ貼付位置と歪度性状 (H-30-75-R)

4.2.5.3 セン断力と変位の関係

図 4.11 に荷重-変位関係の一例を、縦軸の荷重に PC 鋼棒の軸力 n_e を加力方向 θ に応じて分解した引張力 p_e とせん断力 q_e を、横軸の変位にアンカーボルトの軸変位 δ_V と軸直交変位 δ_H をそれぞれ示す。図中には同様に、終局耐力 $\max n_e$ と H ボルトに貼付した歪ゲージの計測値が降伏歪度に達した時の PC 鋼棒の軸力 n_{ey} を θ に応じて分解した $\max p_e$, $\max q_e$ と p_{ey} , q_{ey} を示す。ただしここに示す図は、載荷開始初期に計測が乱れたデータを削除し、各試験体で原点が重なるように横軸をシフトしている。

前述の歪度性状において、配筋の有無によりアンカーボルトの曲げ歪度 ϵ^M が 1/3 程度低下したことを述べた (図 4.8(b))。しかし、荷重-変位関係における剛性では有意差が見られなかった。

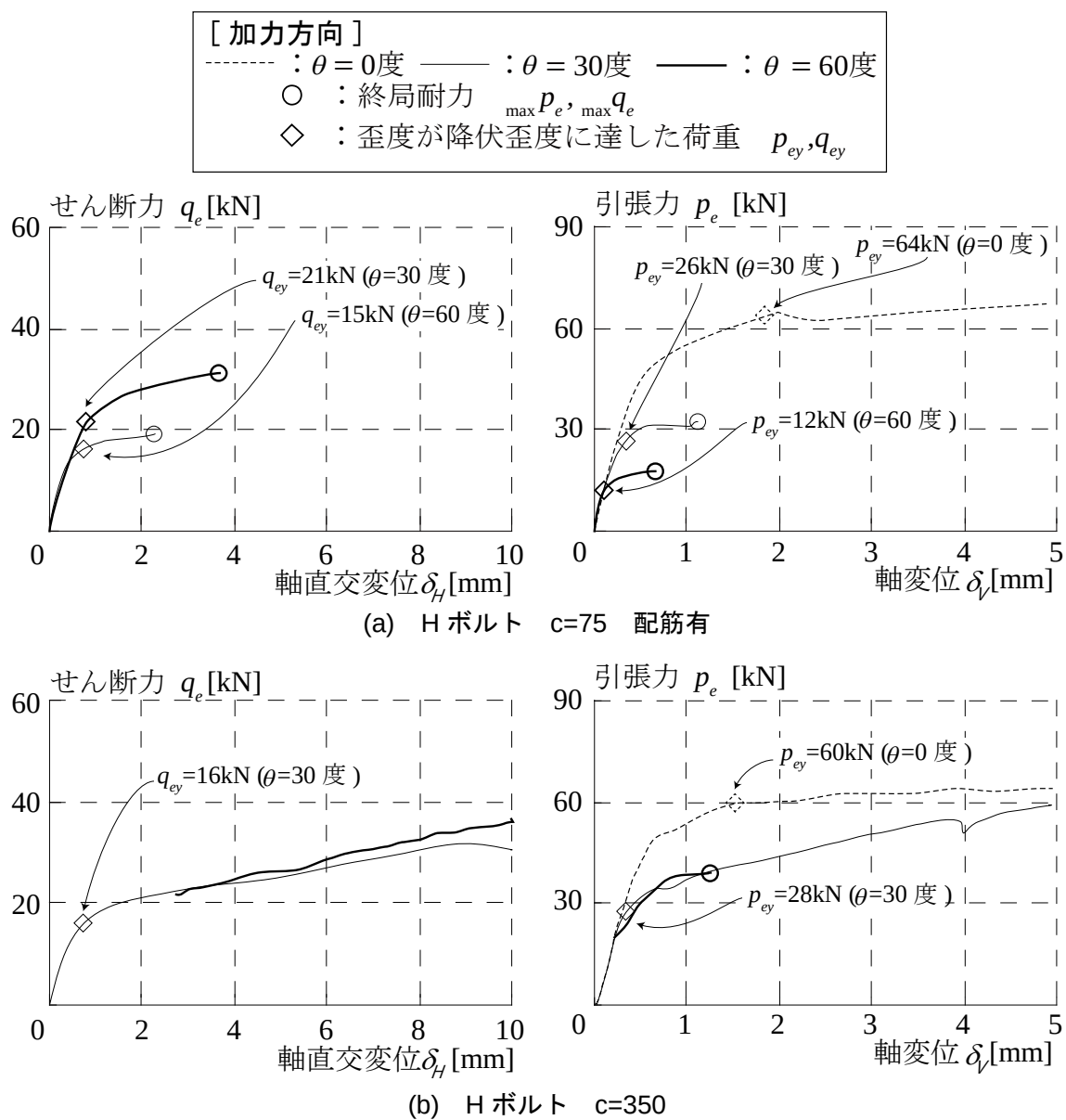


図 4.11 荷重と変位の関係

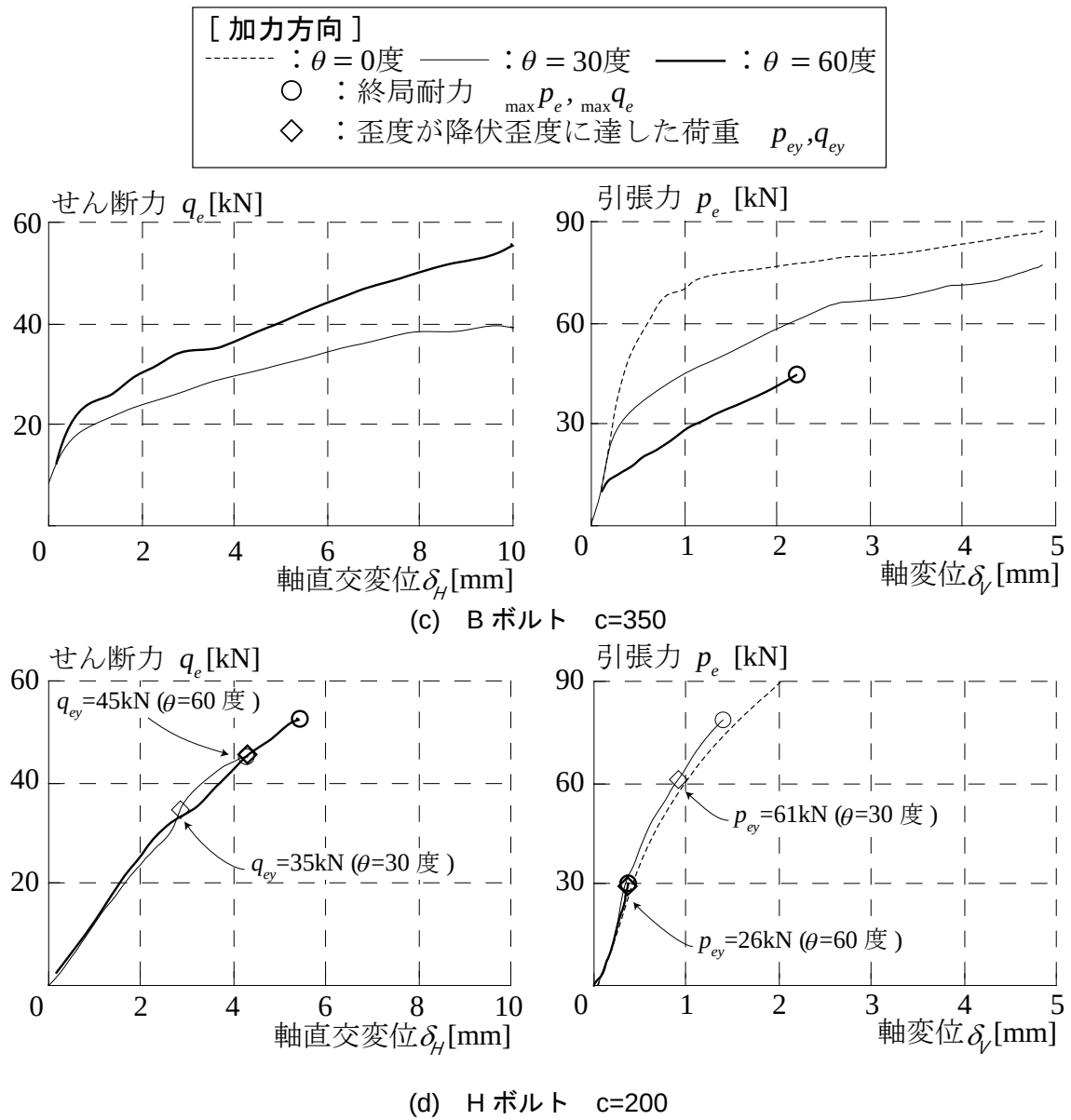


図 4.11 荷重と変位の関係

4.3. まとめ

第4章では、頭付きアンカーボルト、及び接着系アンカーボルトの組合せ載荷実験を行い、アンカーボルトに入力する荷重とアンカーボルトの変位の関係、破壊性状とそのときのせん断力、及びアンカーボルトに入力する荷重とアンカーボルトの歪度性状の関係を取得した。以下に、第4章で得られた知見を示す。

- 1) コーン状破壊した試験体の最大ひび割れ幅は、コーン状破壊面に鉄筋が配筋されていない場合は、幅 10mm 以上や、コンクリート片として分離し計測不能であった。一方、配筋された試験体では、本実験の範囲では最大ひび割れ幅が 1.0mm 程度であった。
- 2) 頭付きアンカーボルトに貼付した歪度ゲージから、組合せ応力を受ける頭付きアンカーボルトは、せん断力に対しては曲げ抵抗で、引張力に対しては頭部の支圧で抵抗していることが分かった。
- 3) せん断力に抵抗するアンカーボルトの曲げ挙動は周辺コンクリートの影響を受けることが考えられるが、本実験の範囲では、へりあき距離の影響は受けないことがわかった。一方、直近に鉄筋が配筋されている場合は、アンカーボルトの曲げ歪度は小さくなる傾向が見られた。
- 4) 荷重と変位の関係において、剛性が急激に変化する点があった。このときアンカーボルトの曲げ歪度が曲げ降伏歪度に達しており、アンカーボルトの曲げ降伏によるものであった。

第 5 章

組合せ応力を受ける

各種アンカーボルトの耐力と剛性の評価

5.1. はじめに

第 5 章では，第 4 章で得られたコンクリートに埋込まれ，組合せ荷重を受ける頭付きアンカーボルト，及び接着系アンカーボルトの終局耐力，及び荷重変位関係での降伏耐力の評価を行う。終局耐力として，アンカーボルトの破断耐力，コンクリートのコーン状破壊耐力，及び接着系アンカーボルトの付着破壊耐力を取得しており，日本建築学会の各種合成構造設計指針^{5.1)}で評価を試みる。荷重変位関係における降伏荷重は von Mises による鋼材の降伏条件と M-N 相関曲線による評価を試みた。

5.2. 終局耐力評価

5.2.1 各種合成構造設計指針^{5.1)}

実験で観察された各破壊性状の耐力を、各種合成構造設計指針^{5.1)}に基づいて評価する。各種合成構造設計指針では、組合せ荷重下の耐力を式(5.1)で表している。

$$(\max q_e / q_a)^2 + (\max p_e / p_a)^2 = (1.0)^2 \quad (5.1)$$

ただし、 q_a は各種合成構造設計指針による、せん断力を受ける各種アンカーボルトの耐力[N]、 p_a は各種合成構造設計指針による、引張力を受ける各種アンカーボルトの耐力[N]、 $\max q_e$ は各破壊性状が発現した時のせん断力[N]、 $\max p_e$ は各破壊性状が発現した時の引張力[N]である。

せん断力を受ける各種アンカーボルトの耐力 q_a は、第3章で示した。

引張力を受ける各種アンカーボルトの耐力 p_a は、アンカーボルトの種類によって異なる。頭付きアンカーボルトは、アンカーボルトの引張強度により決まる場合 p_{a1} 、設置されたコンクリートのコーン状破壊により決まる場合 p_{a2} 、の最小の値で決まる。接着系アンカーボルトは、アンカーボルトの引張強度により決まる場合 p_{a1} 、接着剤の付着力により決まる場合 p_{a3} 、の最小の値で決まる。接着系アンカーボルトでは、接着剤での破壊モードを想定し、接着剤での破壊がコンクリートのコーン状破壊より先に破壊が生じると仮定することで、コーン状破壊により決まる場合 p_{a2} を勘案していない。しかし本論では、第4章に示したように、多くの試験体でコンクリートのコーン状破壊が確認されており、コーン状破壊により決まる場合の耐力 p_{a2} についても勘案することとした。 p_a を式(5.2)に、 p_{a1} を式(5.3)に、 p_{a2} を式(5.4)に、 p_{a3} を式(5.5)にそれぞれ示す。ここに示す評価式はアンカーボルト1本に適用し、複数本を併用する場合は適宜累加して求める。

$$p_a = \min(p_{a1}, p_{a2}, p_{a3}) \quad (5.2)$$

$$p_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{pa} \cdot {}_{ac}a \quad (5.3)$$

$$p_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_c \quad (5.4)$$

$$p_{a3} = \phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (5.5)$$

ここで、 ϕ は表5.1に示される低減係数、 ${}_s\sigma_{pa}$ はアンカーボルトの引張強度[N/mm²]、 ${}_{ac}a$ はアンカーボルトの断面積[mm]で軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方、 ${}_c\sigma_t$ はコンクリートの引張強度[N/mm²]、 A_c はコーン状破壊面の有効水平投影面積[mm²]、 τ_a はへりあき距離及びアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度[N/mm²]、 d_a は接着系アンカーボルトの軸径[mm]、 l_e は接着系アンカーボルトの有効埋込み

長さ[mm]である。ただし頭付きアンカーボルトの引張力に対する耐力 p_a では、接着剤の付着力により決まる場合の耐力 p_{a3} は排除して評価する。

低減係数 ϕ は、許容応力度設計法に対応できるように終局強度に乗じる値で長期荷重用、短期荷重用を設定している。また、耐力が決まる材料に応じてその値を決定している。つまり、鋼材であるアンカーボルトは、鋼構造設計規準^{5.2)}と同様に長期荷重用には 2/3 を、短期荷重用には 1.0 を設定している。また、脆性材料であるコンクリート、及び接着系アンカーボルトに用いられる接着剤は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説^{5.3)}と同様に長期荷重用には 1/3 を、短期荷重用には 2/3 を設定している。

表 5.1 低減係数

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

コンクリートのコーン状破壊耐力に対する低減係数の信頼性を、既往研究の実験結果をもとに、実験で得られたコンクリートのコーン状破壊耐力と各種合成構造設計指針でのコーン状破壊耐力評価式を比較し、以下で確認する。

引張力のみを受ける場合のコンクリートのコーン状破壊耐力に対する、既往研究の実験結果と各種合成構造設計指針の評価値の対応を図 5.1 に示す。図中には、平均値を与えるとしている低減係数 1.0、および下限を与えるとしている低減係数 2/3 を示す。耐力評価式で下限を与えるとしている低減係数 2/3 を下回った試験体は全 104 体に対して 4 体であり、その信頼性は 96%であった。

また、既往研究で試験体詳細が示されている全 28 体に対して、実験結果を耐力評価値で除した値の平均値は 0.83 であった。

図 5.1 中に、本実験結果を併せて示す。試験体数は少ないが、既往研究の結果と同様に分布する結果となった。

既往研究で得られたデータ数は少ないが、上記の検討から指針で示されているコンクリートのコーン状破壊式の低減係数 1.0 は平均値を捉えていない傾向があることがわかった。

コンクリートの引張強度 ${}_c\sigma_t$ は式(5.6)により定まる。

$${}_c\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c} \quad (5.6)$$

コーン状破壊面の有効水平投影面積 A_c は図 5.2 に示すように、アンカーボルトから引張

力が作用する鉛直方向に対してアンカーボルトの先端から広がる円の面積であり，コンクリート表面からアンカーボルトの定着端までの距離である有効埋込み長さ l_e によって決まり，式(5.7)により定まる。コンクリート端までの距離であるはしあき距離 h ，へりあき距離 c によっては有効投影面積 A_c は低減される。同様に，アンカーボルトを群として用いた場合，各アンカーボルトの有効投影面積 A_c が重複しないように低減する。

$$A_c = \pi \cdot l_e \cdot (l_e + D) \quad (5.7)$$

ここで， l_e はアンカーボルトの有効埋込み長さ[mm]， D は頭付きアンカーボルト頭部の直径[mm]である。頭部の直径 D は，接着系アンカーボルトではアンカーボルトの軸径 d_a に対応するとした。

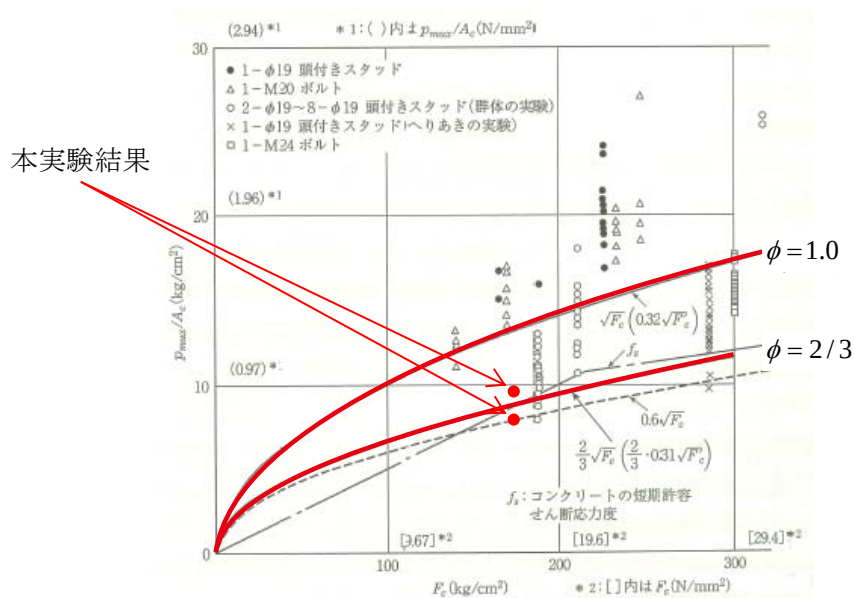
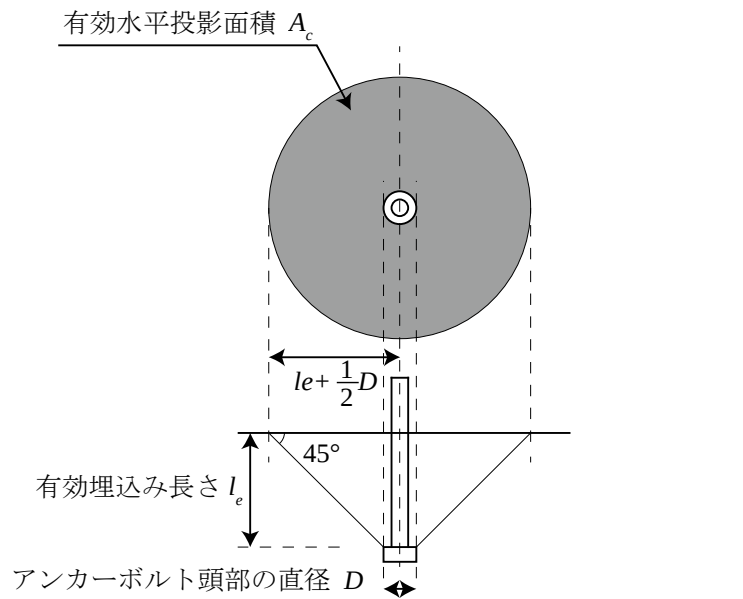
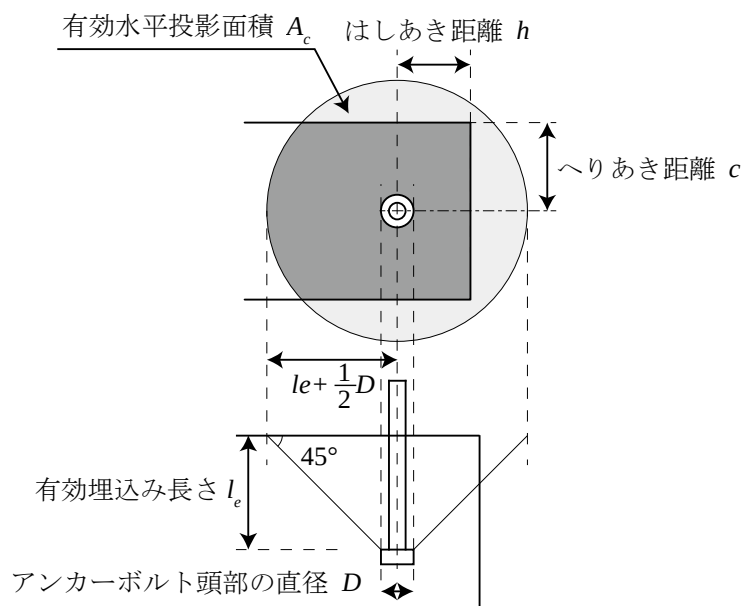


図 5.1 引張力を受けるコンクリートコーン状破壊耐力評価式の精度^{5.1)}



(a) 有効水平投影面積の基本的考え方



(b) はしあき距離 h , へりあき距離 c が短い場合

図 5.2 有効投影水平面積

5.2.2 実験結果との対応^{5.1)}

表 5.2 に各種構造設計指針の考え方を基に材料強度を用いて算出した終局時の計算値 $p_{a1} \sim p_{a3}$, $q_{a1} \sim q_{a3}$ を示す。有効断面積は実験での破断位置に対応させた。コーン状破壊と付着破壊の計算値では、へりあき距離による低減係数を与え、低減係数は乗じていない。

以下の終局耐力の評価は、縦軸を実験結果である終局耐力時の引張力 $\max p_e$ を計算値の最小値 $p_a = \min(p_{a1}, p_{a2}, p_{a3})$ で除した値、横軸を同様に、せん断力 $\max q_e$ を $q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$ で除した値とした、引張力とせん断力の実験値の計算値に対する比の相関図を用いて行う。図 5.2, 図 5.4, 及び図 5.5 に各試験体の評価結果を○×で示し、○は計算値の最小で予測される破壊モードが実験の破壊性状と一致した試験体、×は不一致の試験体である。

表 5.2 計算結果

試験体	計算値					
	引張力を受ける時			せん断力を受ける時		
	アンカー 破断	コーン状 破壊	付着破壊	アンカー 破断	支圧破壊	コーン状 破壊
	p_{a1}	p_{a2}	p_{a3}	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}
	kN			kN		
H-0-75-R	73	107	-			
B-0-75-R	86	104	55			
H-30-75-R	94	105	-	54	71	91
B-30-75-R	109	103	54	63	71	91
H-60-75-R	94	104	-	54	70	91
B-60-75-R	109	120	53	63	70	91
H-0-350	73	236	-			
B-0-350	86	226	102			
H-30-350	94	232	-	54	71	338
B-30-350	109	221	100	63	71	338
H-60-350	94	230	-	54	70	335
B-60-350	109	219	99	63	70	335
H-0-200	284	186	-			
B-0-200	150	158	71			
H-30-200	284	190	-	164	66	170
B-30-200	190	159	72	110	45	168
H-60-200	284	191	-	164	67	171
B-60-200	190	163	73	110	47	171
H-0-75	70	75	-			
B-0-75	89	73	38			
H-30-75	90	75	-	52	44	66
B-30-75	113	74	39	65	44	66
H-60-75	90	77	-	52	46	67
B-60-75	113	75	39	65	46	67

5.2.2.1 アンカーボルト破断耐力

図 5.3 にアンカーボルト破断に至った試験体の評価結果を示す。加力方向 θ が 0 度の試験体の終局耐力は計算値と対応しており、予測された破壊モードとも一致した。一方、組合せ荷重を受ける θ が30度、60度の試験体の終局耐力は、計算値を 1.2~1.3 倍上回る大きい評価となり、B ボルトの試験体では破壊モードが不一致となった。

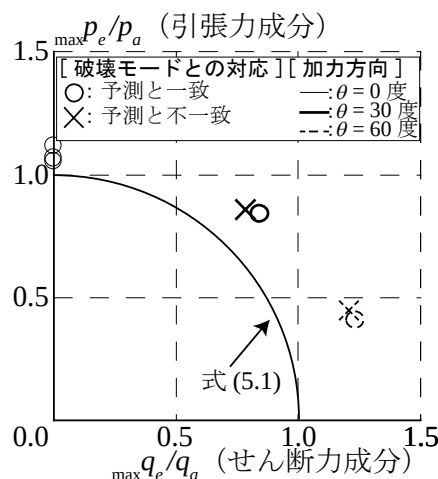


図 5.2 耐力評価 アンカーボルトの破断

組合せ荷重を受ける試験体のアンカーボルト破断耐力を過小に評価した原因を、アンカーボルトの変形状態に基づいて検討する。

図 5.2 より、加力方向 θ が30度の終局耐力時の PC 鋼棒軸力 $\max n_e$ は計算値を1.2倍上回っていた。一方で表より、 $\max n_e$ と引張力を受ける時の破断耐力 p_{al} は近い値になっている。これは、加力方向 θ と破断面におけるアンカーボルトの材軸の傾き ϕ が一致したことによると考える。

終局耐力時のせん断力 $\max q_e$ によりアンカーボルトのある断面で塑性ヒンジが形成され、軸直交変位がその塑性ヒンジの回転により生じると仮定する。図 5.4(a)に、塑性ヒンジ位置をコンクリート表面と仮定した時の、H-30-350 の終局耐力時の変形状態と作用する力を示す。アンカーボルトの変形には、変位計から得られた終局耐力時の軸変位 $\max \delta_v$ と軸直交変位 $\max \delta_H$ を用いた。図 5.3(a)より、塑性ヒンジでの回転角、つまりアンカーボルトの材軸の傾き ϕ は 54 度と加力方向 θ とは異なり、上記の仮定とは異なる結果となった。

そこで、図 5.3(b)に示すように塑性ヒンジの位置がコンクリートの内部にあると仮定する。コンクリート内部のアンカーボルトの変形状態に関して弾性床土梁理論（以下、BEFT）を適用した研究がされている。そこで本論でも BEFT（式(3.16)）を用いて検討する。BEFT については、第 3 章で詳しく述べている。コンクリート反力係数は、本論で提案した式(3.36)を用いた。

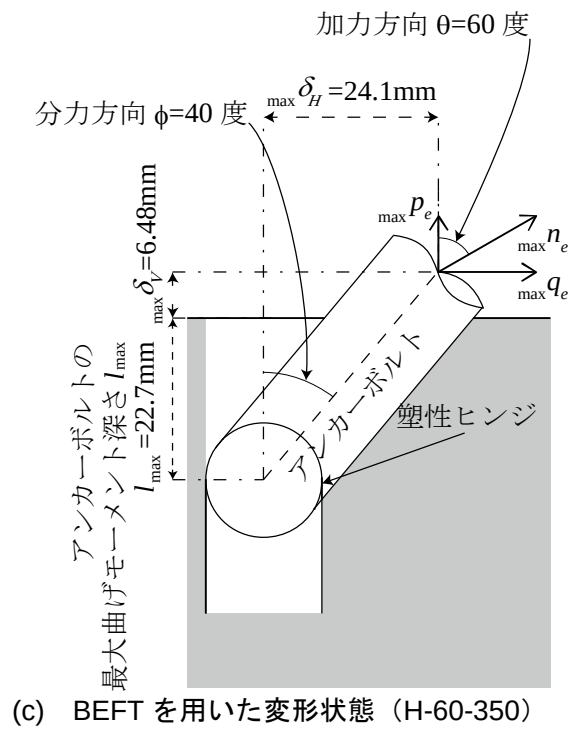
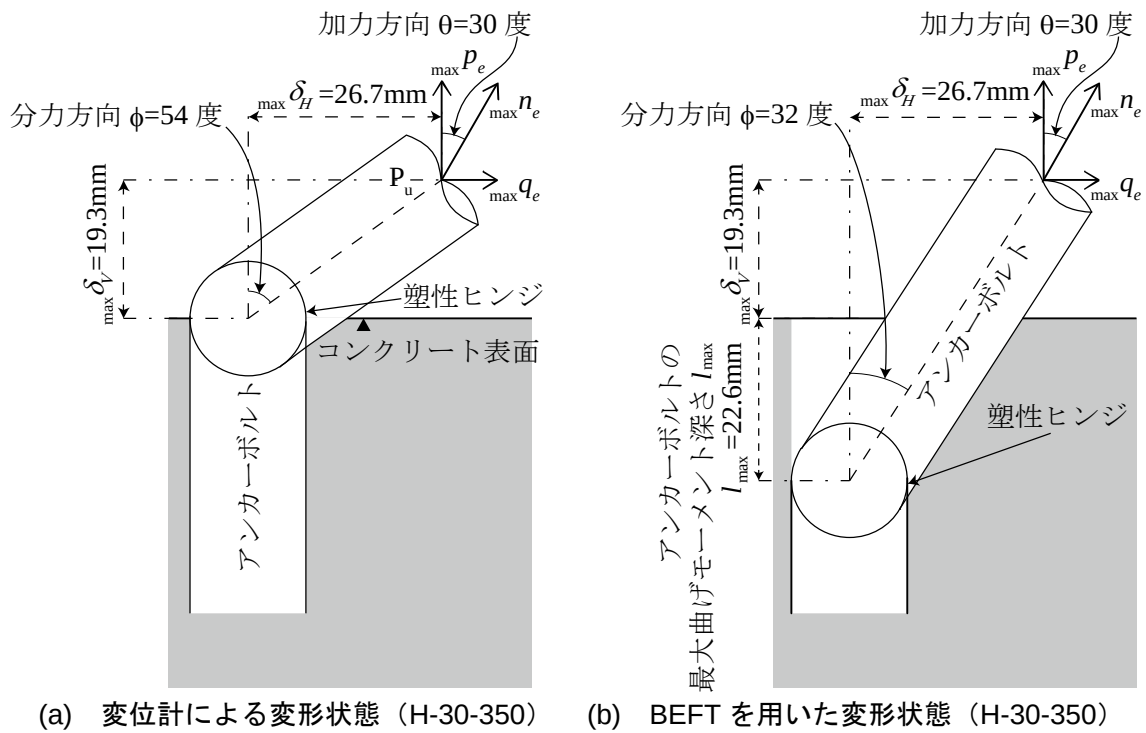


図 5.3 アンカーボルト破断時 抵抗機構の検討

BEFT に基づくと、H-30-350 のアンカーボルトの最大曲げモーメント深さ $l_{\max}$ は 22.6mm となった。図 5.3(b)に $l_{\max}$ を用いた変形状態を示すが、実験での加力方向 θ が 30 度であったのに対し、材軸の傾き ϕ は 33 度となり概ね一致した。B-30-350 も同様に塑性ヒンジの位置を BEFT、及び式(3.36)を用いて検討したところ、 θ と ϕ は概ね対応する結果となった。

BEFT とコンクリート反力係数を適切に設定することで、 θ が 30 度の試験体では、せん断力に対してコンクリート表面に塑性ヒンジが形成されるのではなく、コンクリート内で塑性ヒンジが形成されることで加力方向 θ と材軸の傾き ϕ が近づき、アンカーボルト破断面に対して垂直応力度が作用する抵抗機構を形成したと考えられる。

一方、加力方向 θ が 60 度の試験体は、図 5.3(c)に示す BEFT、及び式(3.36)に基づく検討より、加力方向 θ と材軸の傾き ϕ は対応しなかった。終局耐力 $_{\max}n_e$ が引張力を受ける時の破断耐力 p_{al} より 2 割程度低くなっていることから、アンカーボルト破断面に対して垂直応力度とせん断応力度が作用していたと考えられる。

5.2.2.2 付着破壊耐力

図 5.5 に付着破壊に至った試験体の評価結果を示す。実験で得られた終局耐力は計算値を 1.1~1.2 倍上回っており、妥当に評価できている。また、計算値で予測された破壊モードとも一致した。計算値にへりあき距離 c による低減を与えない場合、終局耐力は計算値の 0.6 倍程度と危険側になることから、低減の有効性が確認できた。

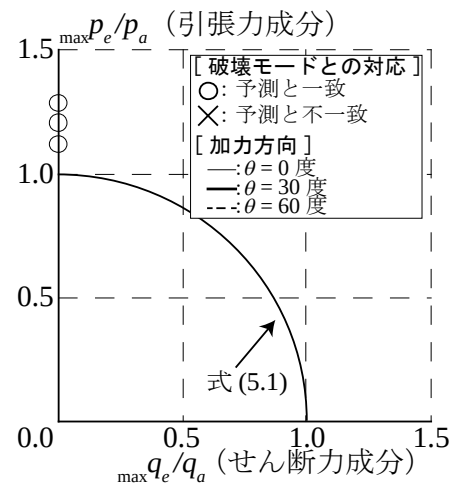


図 5.4 耐力評価 付着破壊

5.2.2.3 コーン状破壊耐力

図 5.6 にコーン状破壊に至った試験体の評価結果を示す。B-60-200 以外の試験体の終局耐力は計算値の 0.5~0.9 倍程度となり，危険側の評価となった。また，H-0-200 以外の試験体では計算値で予測された破壊モードと異なった破壊性状を示した。指針においてコーン状破壊耐力の下限值は，式(5.1)に低減係数 2/3 を乗じて式(5.8)で与えられるとしている。

$$(\max p_e / p_a)^2 + (\max q_e / q_a)^2 = (2/3)^2 \quad (5.8)$$

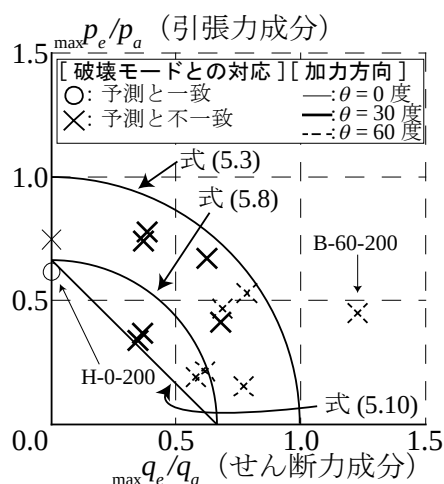


図 5.6 耐力評価 コーン状破壊

図 5.6 に式(5.8)を併せて示すと，下限値を下回る試験体もあり，低減係数を導入しても危険側の評価となっている。本実験の加力方法は，せん断力によるアンカーボルトの加力点での回転に対する固定度が小さくなっており，これが危険側の評価となった原因の一つと考える。

図 5.7 に，縦軸に終局耐力時の引張力 $\max p_e$ をコーン状破壊耐力 p_{a2} で除した値を，横軸に同様に， $\max q_e$ をコーン状破壊耐力 q_{a3} で除した値とした相関図を示す。引張力のみが作用する場合に比べて，組合せ荷重としてせん断力が作用することで，引張力成分における計算値に対する終局耐力が低下しており，その傾向はアンカーボルトの種類に関わらず確認できる。またこの傾向は，指針で示された式(5.1)，(5.8)よりも各加力成分の相互の影響が大きく，相関は一次関数的である。そこで，組合せ荷重を受けるコーン状破壊耐力の評価式として，低減係数 2/3 は変えず，各加力成分の相互影響を大きくした式(5.9)を示す。各加力成分の累乗部分を一乗とし単純累加する一次式で，各加力成分の相互影響を大きくした。

$$(\max p_e / p_{a2}) + (\max q_e / q_{a3}) = 2/3 \quad (5.9)$$

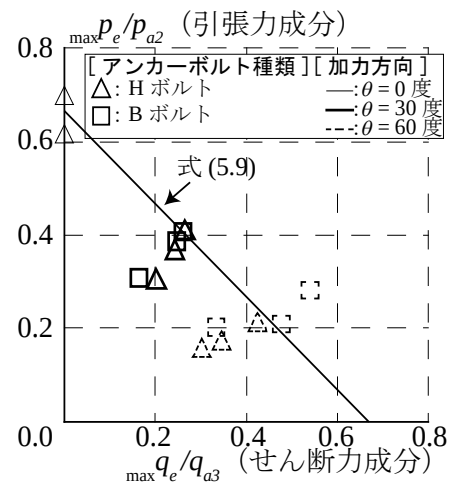


図 5.6 耐力評価 コーン状破壊耐力 引張力の影響

図 5.6 に式(5.9)を示すと，ばらつきはあるものの，実験結果の中央値を概ね捉えている。
図 5.5 には，破壊性状に関わらず各加力成分の累乗部分を一乗とした式(5.10)を示す。

$$(\max p_e/p_a) + (\max q_e/q_a) = 2/3 \quad (5.10)$$

図 5.5 より，式(5.10)はおおよそ下限値を捉えている。

5.3. 弾性床上梁理論（BEFT）による剛性評価

表 5.3, 図 5.8 に第 4 章で行った組合せ載荷実験の試験体のコンクリート反力係数 k_c' の評価結果を示す。ただしここには, せん断力を受けたアンカーボルトのみを示す。表中には, 既往研究での評価式において適用範囲外のものも含まれている。

表 5.3, 図 5.7 より, 本研究で提案した式(3.36)のコンクリート反力係数 k_c' が最も小さくなっている。

弾性床上梁理論と実験結果の対応を確認するため, 実験でのせん断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ 関係の傾き, 及びせん断力 q_e とアンカーボルトの軸直交変位 δ_H 関係の傾き (剛性) と弾性床上梁理論に基づく評価結果を比較する。

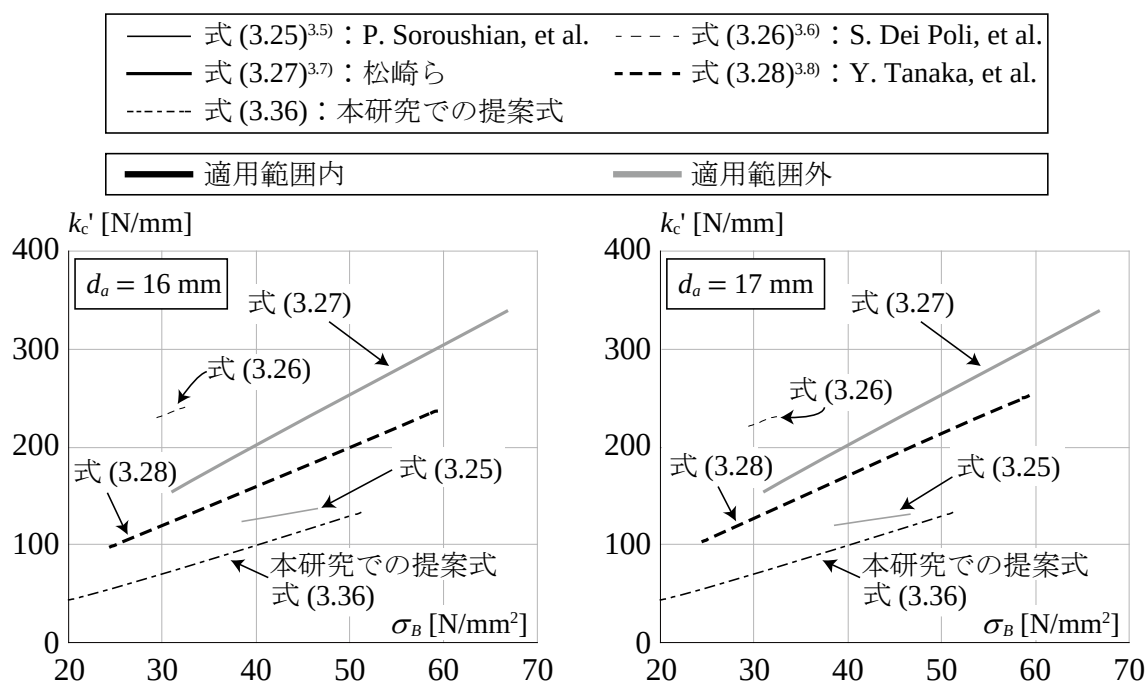


図 5.7 コンクリート反力係数の結果

表 5.3 コンクリート反力係数の一覧

試験体	加力方向	コンクリート反力係数				
		式(3.25)	式(3.26)	式(3.27)	式(3.28)	式(3.36)
	θ	k'_c				
	度	N/mm ³				
H-30-75-R	30	113.3	240.2	155.4	128.4	75.5
B-30-75-R		113.3	240.2	155.4	128.4	75.5
H-60-75-R	60	112.3	238.0	153.2	126.0	73.7
B-60-75-R		112.4	238.4	153.5	126.4	74.0
H-30-350	30	113.3	240.2	155.4	128.4	75.5
B-30-350		113.5	240.6	155.7	128.8	75.7
H-60-350	60	112.4	238.4	153.5	126.4	74.0
B-60-350		112.4	238.4	153.5	126.4	74.0
H-30-200	30	79.7	168.9	80.2	73.1	35.5
B-30-200		82.0	173.8	77.6	67.2	34.5
H-60-200	60	80.4	170.4	82.1	74.4	36.2
B-60-200		83.7	177.4	82.1	70.0	36.2
H-30-75	30	81.5	172.8	76.3	66.4	34.0
B-30-75		81.7	173.3	76.9	66.8	34.2
H-60-75	60	83.4	176.9	81.5	69.6	35.9
B-60-75		83.4	176.9	81.5	69.6	35.9

(1) せん断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ 関係と BEFT の整合性

図 5.9 に第 4 章で得られた組合せ載荷実験でのせん断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ の関係と BEFT により求まるせん断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ の関係を示す。BEFT によるせん断力 q_e とアンカーボルトの曲率 ϕ の関係は弾性解析であり、直線で示される。アンカーボルトの曲率 ϕ は式(3.37)に示すように、アンカーボルトの曲げ歪度 ε^M から求めた。図中には、アンカーボルトの下降伏点 σ_y (表 4.5) より求めた降伏曲率 ϕ_y を併せて示す。

図 5.8 より、第 3 章の検討と異なり、歪ゲージを貼付した位置がコンクリート表面から深い $10d_a$ 位置での曲率 ϕ は負の値になった。BEFT ではその傾向を妥当に捉えられている。試験体 H-60-350, H-60-75 では $2d_a$ 位置の ϕ が負の値になったが、これは加力初期に加力治具が自重によって回転した影響と考える。試験体によってことなるが、実験結果に対して BEFT による解析結果は最大 2 倍程度の誤差を含んでいる。

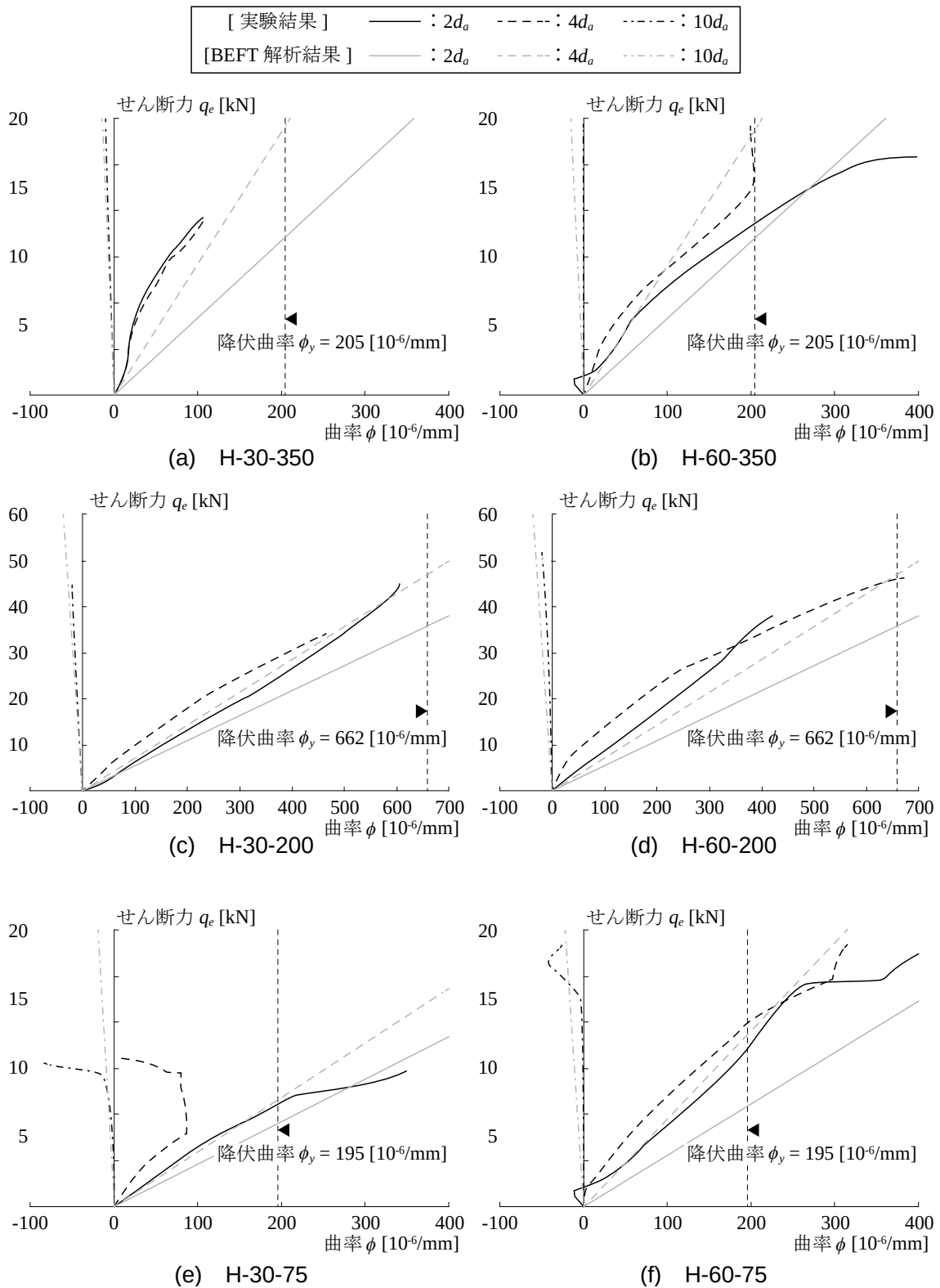
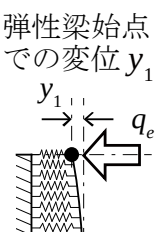


図 5.13 q_e - ϕ 関係と BEFT との対応

(2) せん断力 q_e とアンカーボルトの軸直交変位 δ_H 関係と BEFT の整合性

図 5.10 に示す弾性梁の各変位成分によって、アンカーボルトのせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係の剛性を評価する。ただし第 2 章の実験と異なり、第 4 章の組合せ載荷実験ではすべての試験体のせん断力作用点からコンクリート表面までの距離 e は零であったため、 δ_H は BEFT に基づく弾性梁始点での変位 y_1 [mm]であり、式(5.11)で示される。



$$y_1 = \frac{1 + \beta e}{2EI\beta^3} q_e$$

図 5.14 弾性梁の各変位成分

$$\delta_H = \frac{1 + \beta e}{2EI\beta^3} q_e \quad (5.11)$$

表 5.4 に、せん断力 q_e が 10kN のときの弾性梁の各変位成分 y_1 つまり軸直交変位 δ_H を、式(3.36)により求まるコンクリート反力係数 k_c' を用いて評価した結果を示す。図 5.11 に表 5.4 から求まる q_e と δ_H 関係の剛性を併せて示す。式(3.28)は式(3.36)と比較すると剛性を 7 割程度大きく評価した。

表 5.4 各変位成分と軸直交変位 $q_e=10\text{kN}$ 時

試験体			H-30-75-R	B-30-75-R	H-60-75-R	B-60-75-R
軸直交変位	$\delta_H(=y_1)$	mm	0.43	0.43	0.44	0.44

試験体			H-30-350	B-30-350	H-60-350	B-60-350
軸直交変位	$\delta_H(=y_1)$	mm	0.43	0.43	0.44	0.44

試験体			H-30-200	B-30-200	H-60-200	B-60-200
軸直交変位	$\delta_H(=y_1)$	mm	0.68	0.78	0.67	0.75

試験体			H-30-75	B-30-75	H-60-75	B-60-75
軸直交変位	$\delta_H(=y_1)$	mm	0.78	0.78	0.75	0.75

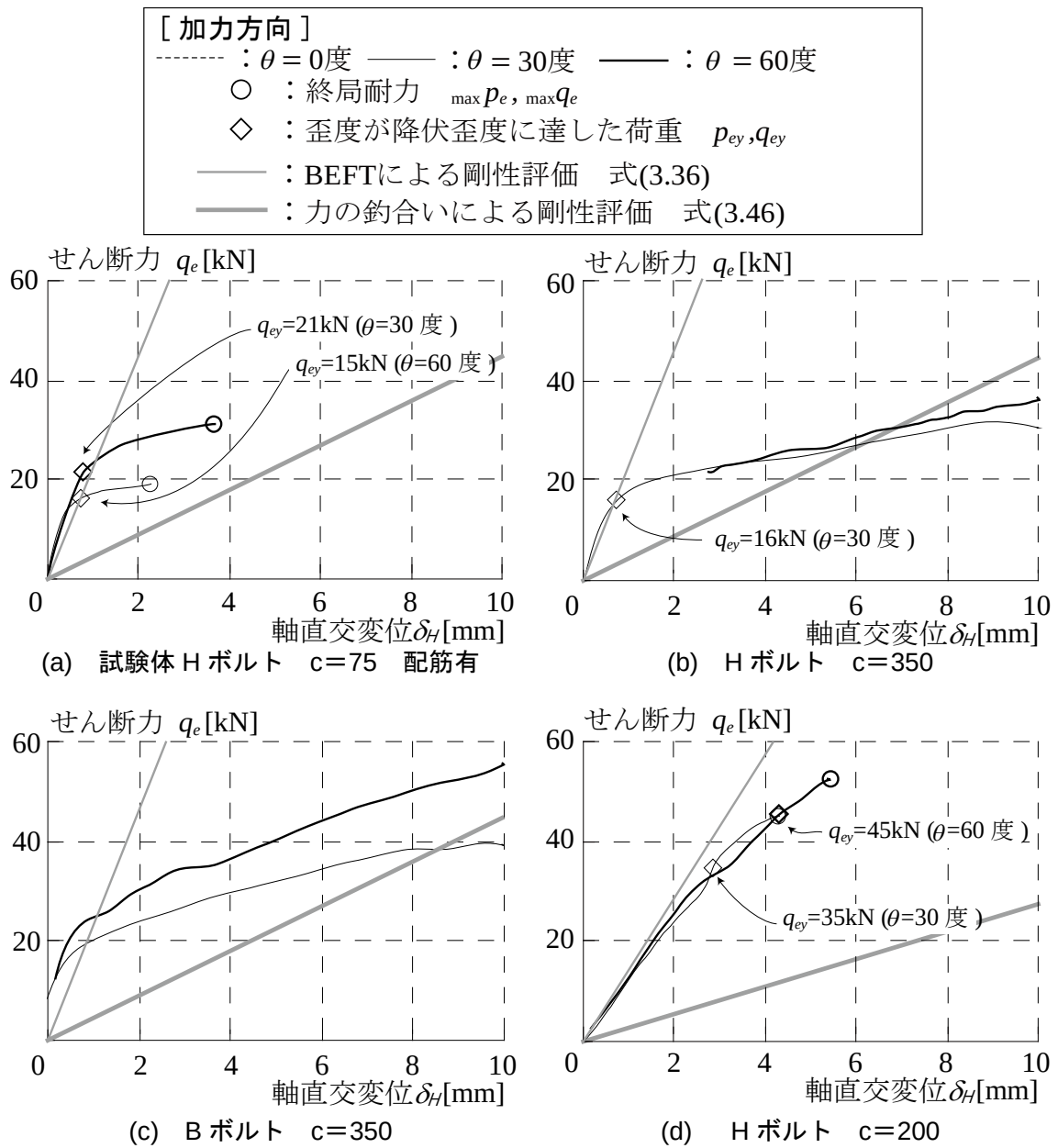


図 5.15 せん断力と軸直交変位関係と BEFT の対応

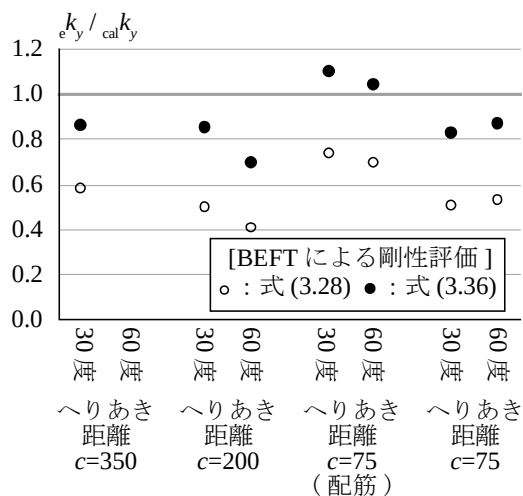


図 3.22 剛性評価の精度

図 3.22 より，本論での評価式の方が評価精度が高いことが確認できる。

ここまでの検討では BEFT に基づきアンカーボルトが弾性範囲でのせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係の剛性を評価した。そのため，アンカーボルトが曲げ降伏後の q_e と δ_H の剛性は評価することができない。そこで，第 3 章と同様，アンカーボルト曲げ降伏以降の剛性評価を力の釣合いから検討する。

ここに式(3.46)を再掲する。

$$N = \frac{1}{n} \cdot k' \cdot d_a \cdot l_{\max} \quad (3.46) \text{ (再掲)}$$

式(3.46)より，アンカーボルトの変形性状を 7 次関数仮定した場合，2.5~4.6kN/mm 程度となった。図 5.14 に，BEFT による剛性評価と併せて，力の釣合から求めた，アンカーボルト曲げ降伏後のせん断力 q_e と軸直交変位 δ_H 関係の剛性を示す。

5.4. 降伏耐力評価

5.4.1 Von Mises の降伏条件

各実験における剛性低下について、剛性低下の要因の一つであるアンカーボルトの降伏を von Mises の降伏条件を用いて検討する。図 5.12 に示すように、PC 鋼棒の軸力 n_e を加力方向 θ に応じて分解した引張力 p_e とせん断力 q_e をアンカーボルトの軸部断面積、またはねじ部有効断面積のうち小さい断面積 a で除して得た垂直応力度 σ 、及びせん断応力度 τ と von Mises の降伏条件を仮定する。これらの仮定より von Mises の降伏条件に基づく降伏耐力 p_y , q_y を求めた。

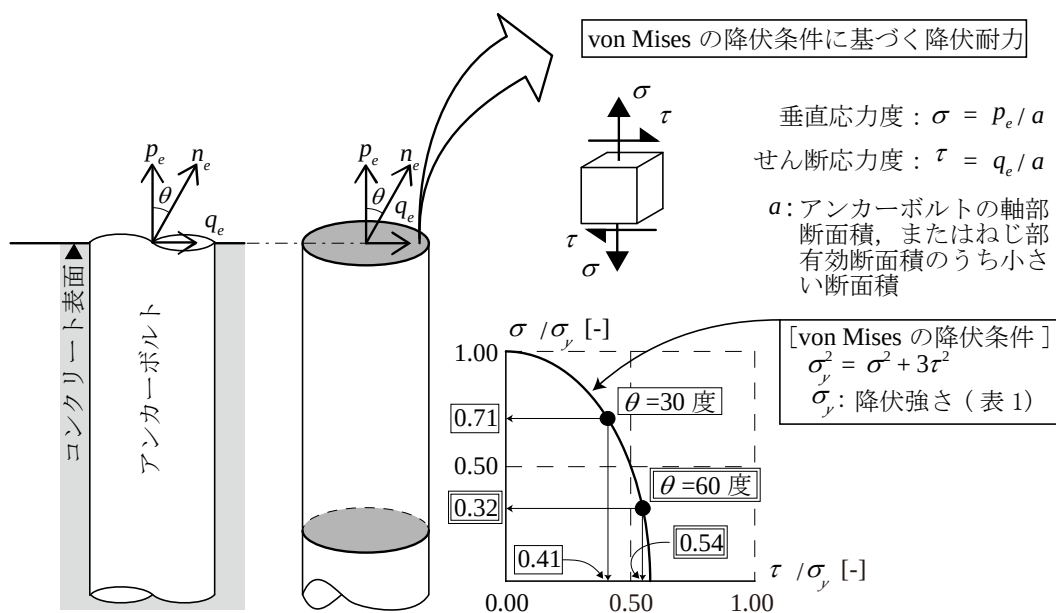


図 5.7 降伏耐力評価 von Mises の降伏条件

図 5.13 に von Mises の降伏条件に基づく降伏耐力 p_y , q_y を併せて示す。加力方向 θ が 0 度の試験体の剛性低下した荷重は、von Mises の降伏耐力 p_y と概ね対応し、H ボルトの試験体において歪度が降伏歪度に達した荷重 p_{ey} より 1 割程度低くなっていた。これより、剛性低下はアンカーボルトのコンクリートから突出したナット下ねじ部が降伏することで生じており、von Mises の降伏条件により評価できた。一方、H-0-200 の剛性低下は PC 鋼棒の軸力 n_e が 40kN 程度で生じており、これは p_y (262kN) の 2 割程度であった。H-0-75 でも p_y の 5 割程度で剛性低下が生じた。歪度性状よりアンカーボルト頭部での支圧により抵抗していたことは明らかであり、剛性低下は頭部での支圧破壊による影響と考える。コンクリートの支圧破壊による剛性の変化はアンカーボルトの降伏による剛性低下に比べ緩やかな傾向を示した。

加力方向 θ が 30 度と 60 度の試験体では、剛性低下した荷重は von Mises の降伏条件に基

づく降伏耐力 p_y, q_y よりも3割程度低くなっていた。一方 H ボルトでへりあき距離 c が 200 以外の試験体では、歪度が降伏歪度に達した荷重 p_{ey}, q_{ey} と対応した。歪度性状より曲げ降伏していたことから、剛性低下はアンカーボルトの軸部が曲げ降伏することで生じ、von Mises の降伏条件では剛性低下した荷重を過大評価することがわかった。H ボルトで c が 200 のアンカーボルトに高強度鋼を用いた試験体では上記と異なり p_{ey}, q_{ey} と対応しなかった。これは、アンカーボルトに高強度鋼を用いることで、アンカーボルトに先行してコンクリートが破壊したためと考えられる。

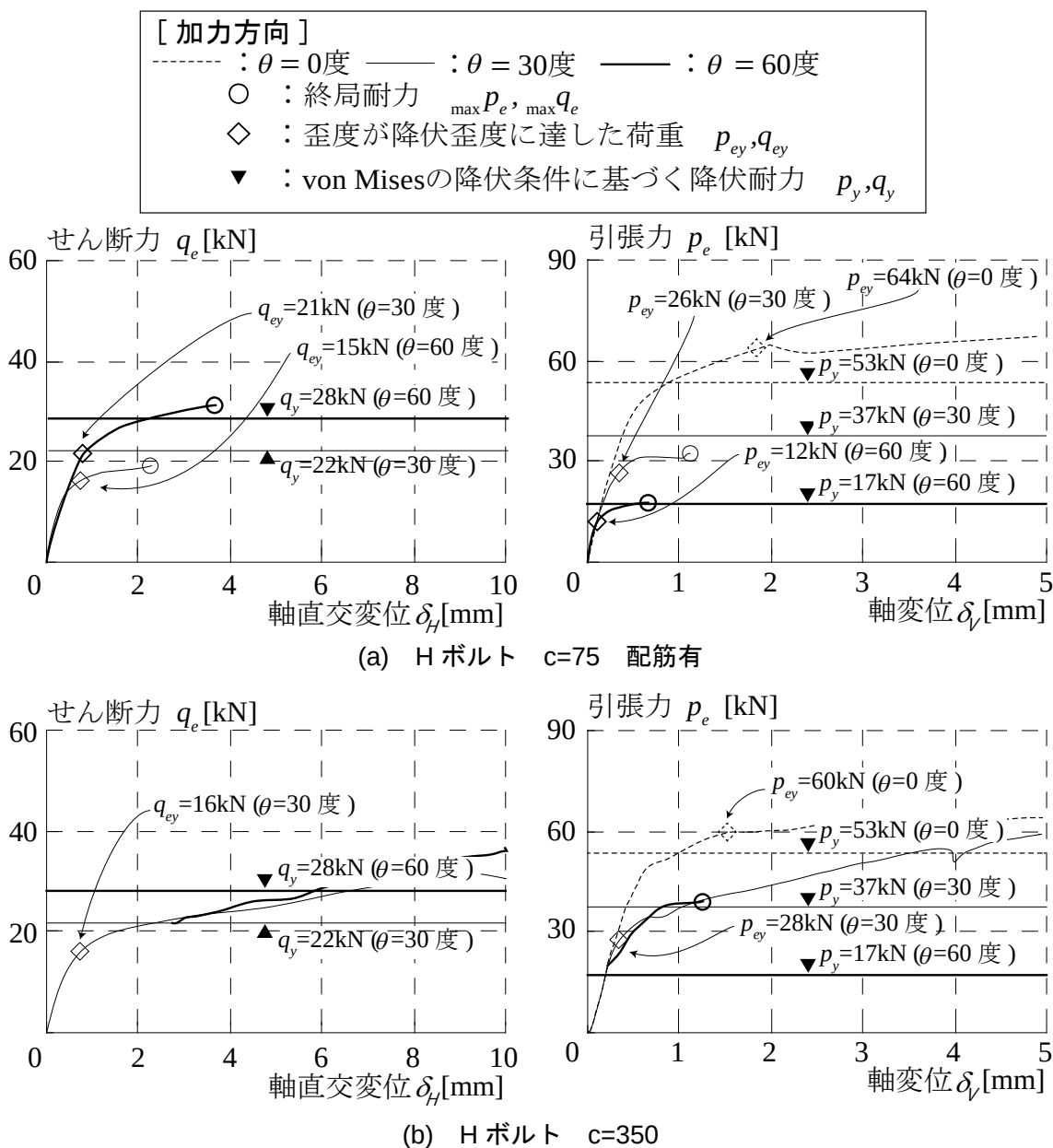


図 5.8 荷重と変位の関係 von Mises による降伏耐力

荷重-変位関係における主な剛性低下は、本実験の範囲ではアンカーボルトの降伏によって生じた。アンカーボルトが降伏するときの荷重は加力方向 θ が0度では von Mises の降伏条件による降伏耐力で評価できたが、 θ が30度、60度では過大評価する結果となった。これは、アンカーボルトの軸部で曲げ降伏が生じているためである。

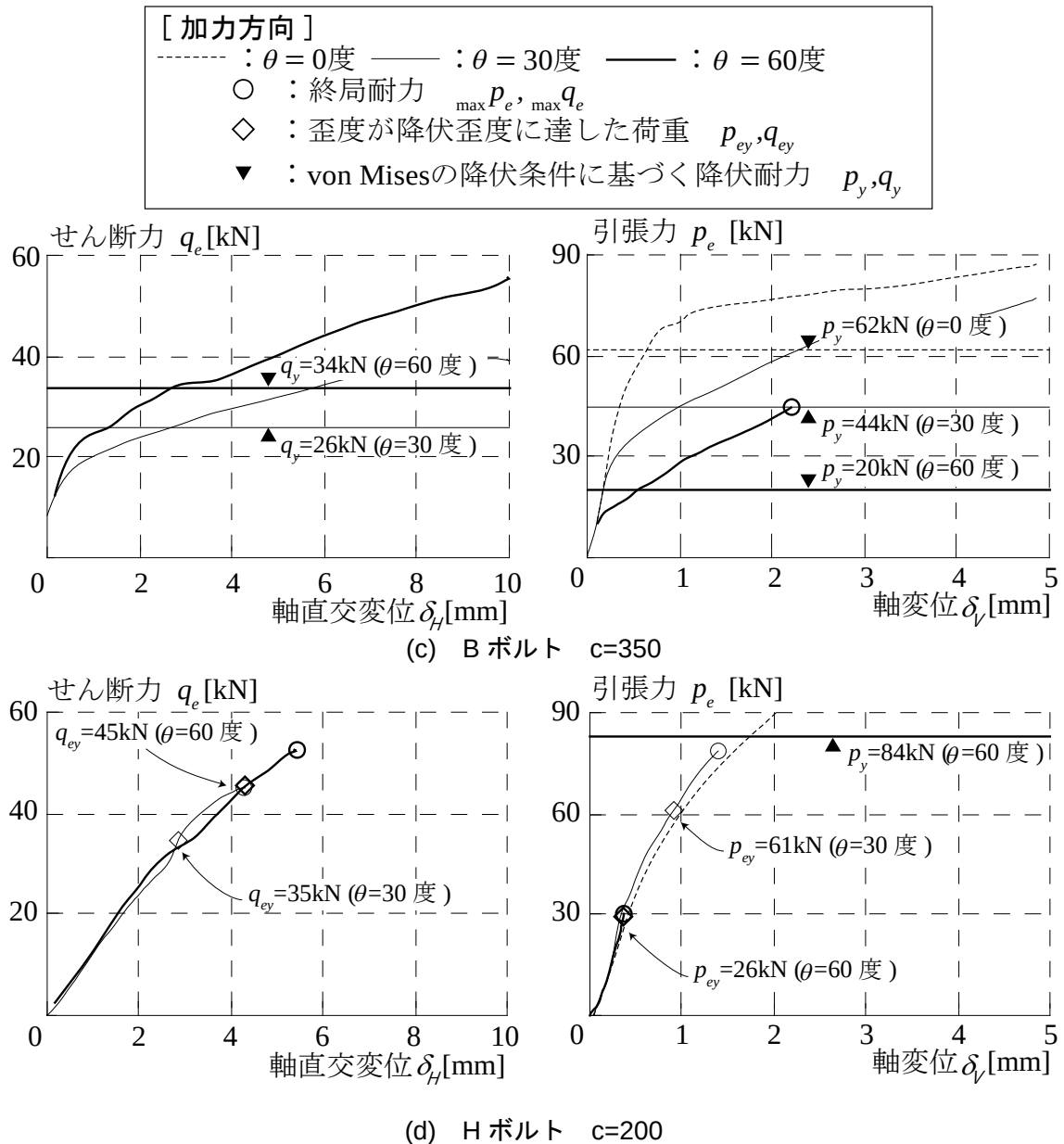


図 5.8 荷重と変位の関係 von Mises による降伏耐力

5.4.2 N-M 相関曲線による降伏条件

そこで、アンカーボルト軸部での曲げ降伏を BEFT と M-N 相関曲線を用いて検討する。図 5.14 に示すアンカーボルト降伏時の M-N 相関曲線、及びアンカーボルトの曲げ降伏は BEFT より、最大曲げモーメント深さ $l_{\max}$ の位置で生じると仮定する。アンカーボルトが引張力と曲げモーメントによる降伏する時の M-N 相関曲線は、アンカーボルト軸方向の引張力 p_e を引張降伏耐力 N_y で除した値と、 $l_{\max}$ の位置の曲げモーメント $M_{\max}$ を曲げ降伏耐力 M_y で除した値の関係で示される。また、 $M_{\max}$ とせん断力 q_e の関係は、式(5.12)で示される。

$$M_{\max} = \alpha \cdot q_e \quad (5.11)$$

ここで α は式(5.13)で表わされる定数である。

$$\alpha = (e^{-\pi/4} \cdot \sin \pi/4) / \beta \quad (5.12)$$

これらの仮定より BEFT と M-N 相関曲線に基づく降伏耐力 p_{cy} , q_{cy} を求めた。M-N 相関曲線に基づく引張力 p_e による曲げ降伏モーメント M_y の低減は、本実験の範囲において M_y に対する比で、加力方向 θ が 30 度で 0.74, 60 度で 0.89 であった。

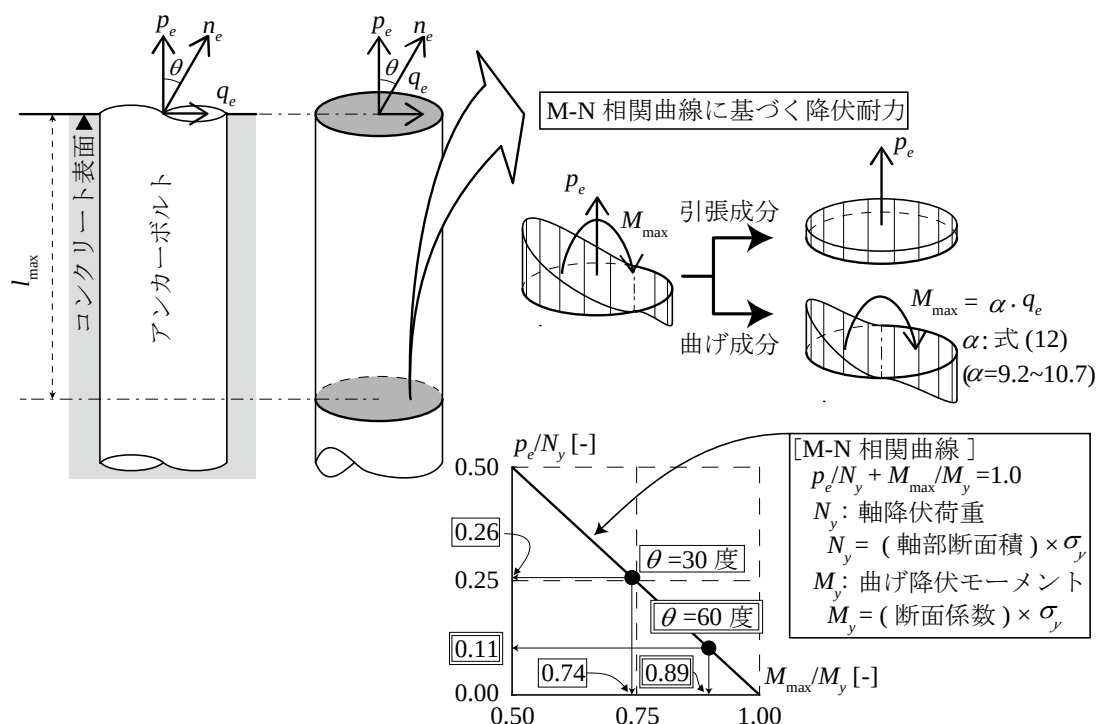


図 5.9 降伏耐力評価 M-N 相関曲線

ここで、BEFTで評価する際に重要となるせん断力 q_e の作用位置高さについて、本論では図5.9に示すようにコンクリート表面位置でアンカーボルトに q_e が作用し、作用位置高さとしては零であったと考える。これは、アンカーボルトは加力治具と軸部で接触しているが、 q_e が作用したと同時にアンカーボルトが曲げ変形し、加力治具下端との接触に変化すると考えるからである。また加力治具は図4.5に示すようにPC鋼棒とナットにより接合されているが、回転の拘束は片側ナットであり緩くなっている。加えて、加力に用いたPC鋼棒の両端は片側ナットで接合され、支点間距離は1800mm程度であり曲げ剛性は低い。そのため、加力治具の回転に対する固定度は低く、ナット曲げ戻しの影響は小さいと考える。

図5.15に荷重-変位関係と併せてBEFTとM-N相関曲線に基づく降伏耐力 p_{cy}, q_{cy} を示す。 p_{cy}, q_{cy} は、アンカーボルトに高強度鋼を用いたHボルトでへりあき距離 c が200以外の試験体において、歪度が降伏歪度に達した荷重 p_{ey}, q_{ey} を小さく評価し、実験での荷重 p_{ey}, q_{ey} は計算での耐力 p_{cy}, q_{cy} を1.5倍程度上回っていた。一方、Hボルトでへりあき距離 c が200の試験体では、 p_{cy}, q_{cy} と p_{ey}, q_{ey} は良く対応した。

以上より、組合せ荷重下でのアンカーボルト軸部での曲げ降伏時の耐力は、BEFとM-N相関曲線を仮定することで小さく評価でき、軸力の影響を考慮しない場合は危険側の評価になる。

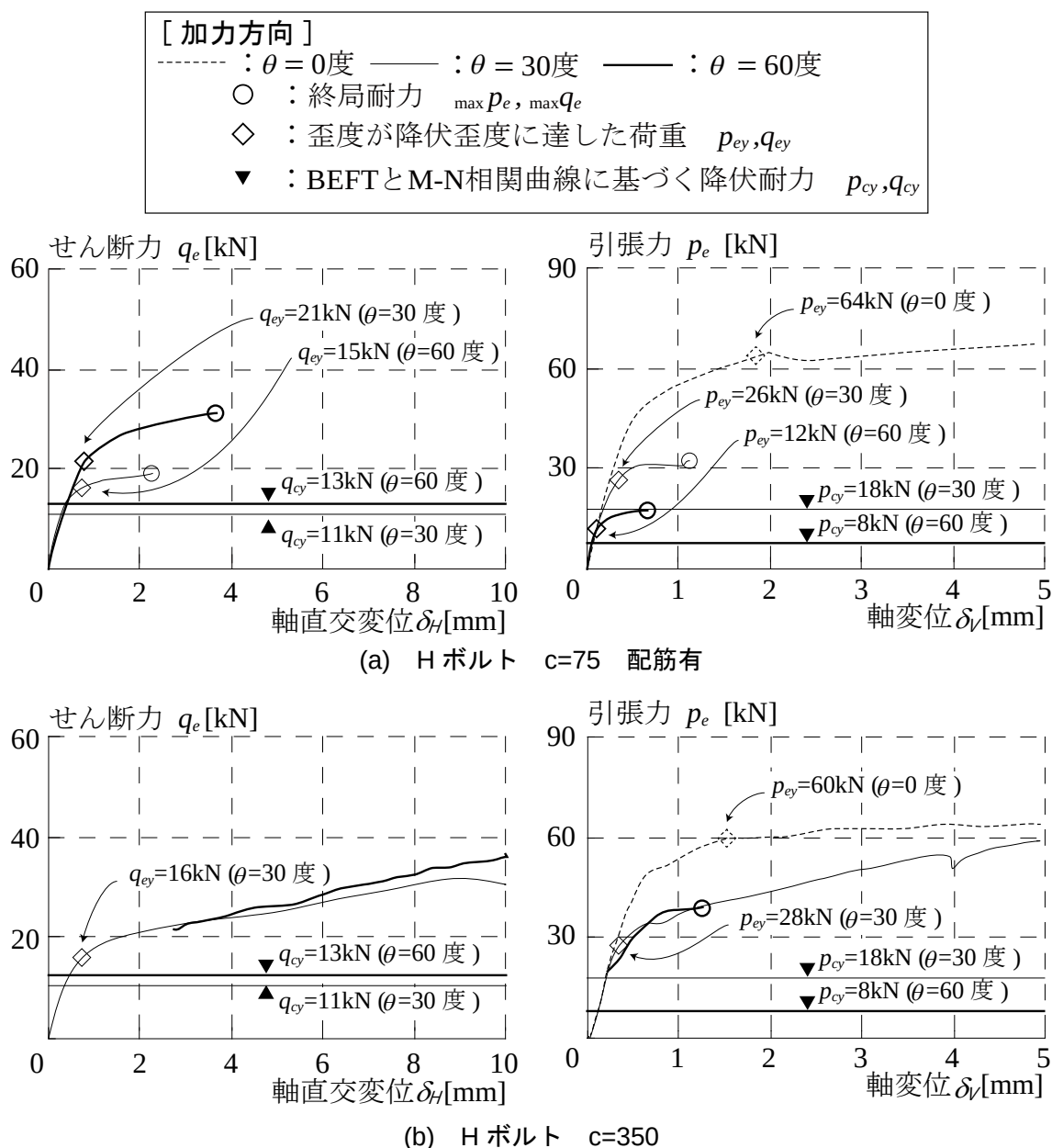


図 5.10 荷重と変位の関係 M-N 相関曲線による降伏耐力

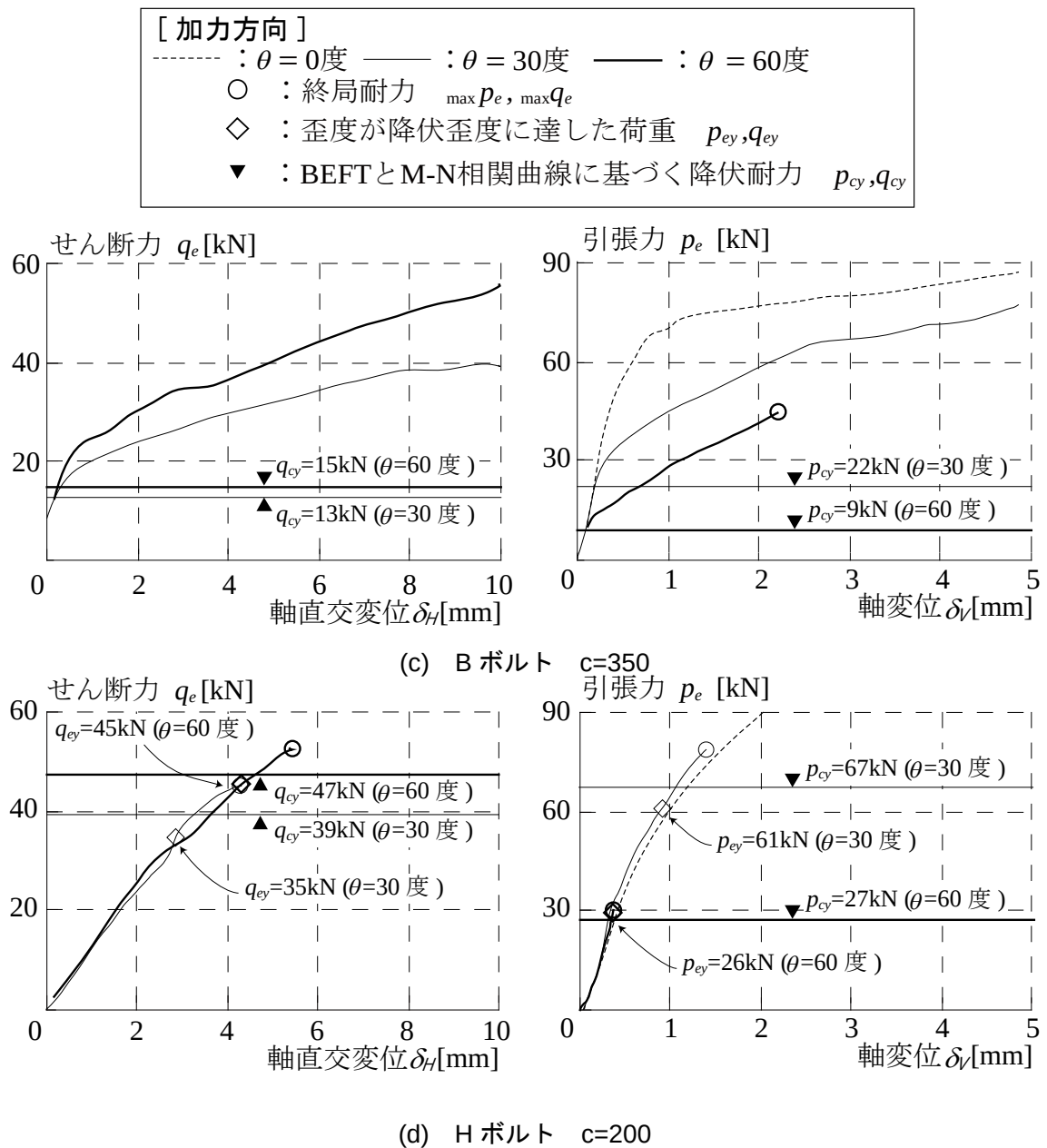


図 5.10 荷重と変位の関係 M-N 相関曲線による降伏耐力

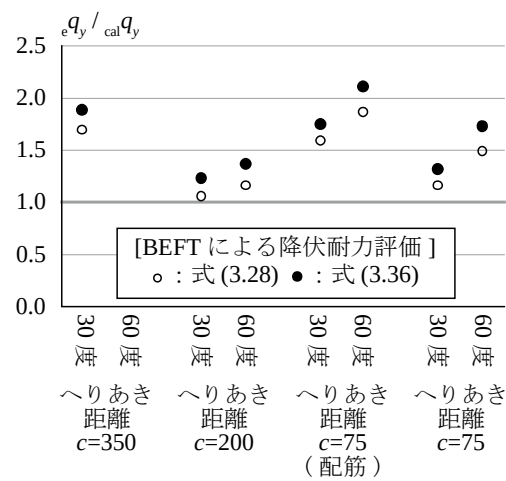


図 5.11 降伏耐力評価の精度

図 5.11 にアンカーボルトの曲げ降伏耐力の評価精度を既往研究と比較し確認する。図より, コンクリート反力係数 k_c' の評価による違いは少ないが, 既往評価式の方が精度が高い。

5.5. まとめ

コンクリート内に設置した頭付きアンカーボルトと接着系アンカーボルトを対象に、アンカーボルト材軸方向に対して 0 度、30 度、60 度方向に引張力を与えることでアンカーボルトに引張応力度、せん断応力度、及び曲げ応力度を作用させる実験を行なった。実験結果に基づき、組合せ荷重を受けるアンカーボルトとその周辺コンクリートの力学的挙動に関する検討を行い、以下の結論を得た。

- 1) アンカーボルト破断、及び付着割裂破壊に至った試験体では、実験で得られた終局耐力が指針式^{5.1)}による計算値を上回り、小さく評価する結果となった。一方、コーン状破壊に至った試験体では、実験で得られた終局耐力が指針式^{5.1)}による下限値を下回るものもあり、危険側の評価となった。また指針式^{5.1)}により予測される破壊モードと不一致の試験体が多く、コーン状破壊の計算値を過大に評価する傾向がみられた。この原因の一つとして、アンカーボルトの曲げに対する固定度が小さいことが考えられる。
- 2) アンカーボルト破断により決まる終局耐力は、アンカーボルトに作用するせん断力によるコンクリート内での変形状態を弾性床上梁理論により評価することで、指針式^{5.1)}と比べて終局耐力評価の精度を向上することができた。
- 3) コーン状破壊による終局耐力は、せん断力が作用することで引張力における計算値に対する終局耐力が低下し、その傾向は直線的であった。引張力成分とせん断力成分の関係を一次関数で評価することで、実験結果の中央値を捉えることができた。
- 4) アンカーボルトの荷重と変位の関係における剛性低下は、アンカーボルトの降伏時に生じた。
- 5) 組合せ荷重下でのアンカーボルトの降伏荷重は、von Mises の降伏条件に基づくと危険側の評価となった。一方、弾性床上梁理論と降伏時の M-N 相関曲線に基づき評価をすると、降伏荷重を小さく評価することができた。この時、引張力による低減を適切に設定する必要がある。

【参考文献】

- 5.1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- 5.2) 日本建築学会：鋼構造設計規準，2005.9
- 5.3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説，2010.02

第 6 章

結論

第 6 章では，本論の結論を述べる。

第 1 章では，本論の研究背景としてアンカーボルトの構造的な重要性を述べた。既往研究を示し，本論の研究目的である，せん断力，及びせん断力と引張力の組合せ応力を受けるアンカーボルトのせん断力と軸直交変位関係における剛性の評価，及び降伏耐力に関する検討を行う重要性を述べた。

第 2 章では，せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験を行った。せん断力を受ける頭付きアンカーボルトは，コンクリート内部で曲げヒンジを形成し降伏したが，その後も荷重は増大し，最終的にコーン状破壊に至った。このときのせん断力は，アンカーボルト 1 本でははしあき距離の増大に伴い増大する傾向を示したが，アンカーボルト群ではクリアランスの影響で異なる傾向を示した。せん断力と軸直交変位の関係において，剛性ははしあき距離がアンカーボルト径の 3 倍以上あれば同程度であり，復元力特性はスリップ型を有していた。スリップ区間はクリアランスと対応したが，アンカーボルト群ではばらつきが見られた。

第 3 章では，第 2 章で得られた実験結果を評価した。コーン状破壊耐力を各種合成構造設計指針と Concrete Capacity Method で算定したが，各種合成構造設計指針の方が精度がよかった。アンカーボルト群では，危険側の評価を与えた。これは，クリアランスにより，各アンカーボルトの負担せん断力が異なるためだと考える。アンカーボルトのコンクリート内の変形挙動，及び力学的挙動の把握を目的に弾性床上梁理論を適用することを検討した。このときに重要なコンクリート反力係数の評価法を提案した。提案式を代入した弾性床上梁理論は，アンカーボルトが 1 本の場合は実験結果を精度良く算定した。一方で，アンカーボルト群では実験結果の半分程度と算定する場合もあった。接着系アンカーボルトにも適用したが，既往の研究における接着系アンカーボルトの 1.0mm 時せん断力の実験式と比較すると，良い対応が見られた。

第 4 章では，組合せ応力を受ける頭付きアンカーボルトと接着系アンカーボルトの載荷実験を行った。コーン状破壊した試験体の最大ひび割れ幅は配筋されることで本実験の範

囲では、1.0mm 程度であった。組合せ応力を受ける頭付きアンカーボルトは、せん断力に対しては曲げ抵抗で、引張力に対しては頭部の支圧で抵抗していることが分かった。また、荷重と変位の関係において、剛性が急激に変化する点があった。これは、アンカーボルトの曲げ歪度が曲げ降伏歪度に達していることから、アンカーボルトの曲げ降伏によるものであった。

第 5 章では、第 4 章で得られた実験結果を評価した。コーン状破壊に至った試験体は各種合成構造設計指針で評価すると危険側の評価となった。第 3 章のせん断力のみ受ける場合では妥当な評価であったため、組合せの応力の影響、及びアンカーボルトの曲げに対する固定度が小さいことが考えられる。そこでコーン状破壊による終局耐力を、引張力成分とせん断力成分の関係を一次関数で算定することで、実験結果の中央値を捉えることができた。また降伏荷重は、von Mises の降伏条件に基づくと危険側の算定となった。一方、弾性床上梁理論と降伏時の N-M 相関曲線に基づいて評価をすると、降伏荷重を小さく算定することができた。この時、引張力による低減を適切に設定する必要がある。

付録

実験結果 破壊状況

A.1 はじめに

本論で実施した，第2章 せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験，及び第4章 組合せ応力を受ける各種アンカーボルトの載荷実験の実験結果として，試験体の破壊状況を示す。

A.2 第2章 せん断力を受ける頭付きアンカーボルトの載荷実験の破壊性状

【単調載荷実験 140 試験体】 コーン状破壊



上面



側面

【単調載荷実験 110 試験体】 コーン状破壊



上面



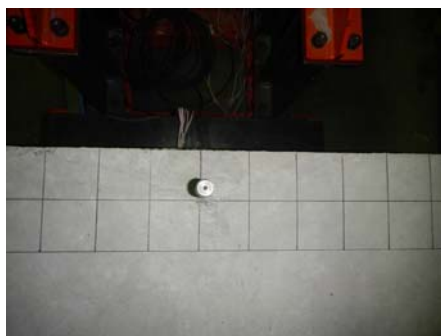
側面

【単調載荷実験 65 試験体】 コーン状破壊



上面

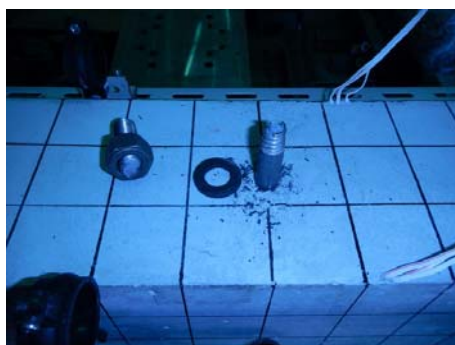
【単調載荷実験 40 試験体】 コーン状破壊



上面

A.3 第4章 組合せ応力を受ける各種アンカーボルトの載荷実験の破壊性状

【H-0-75-R 試験体】 アンカーボルト破断

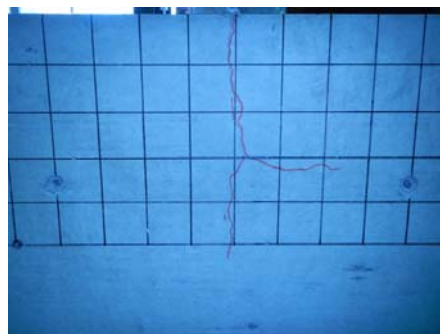


上面

【B-0-75-R 試験体】 付着割裂破壊

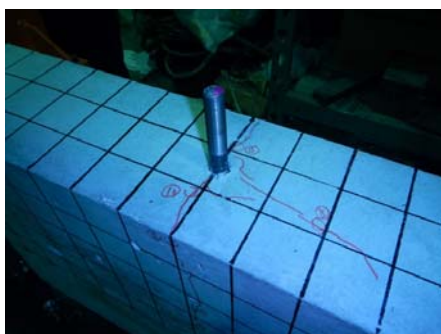


上面



側面

【H-30-75-R 試験体】 コーン状破壊

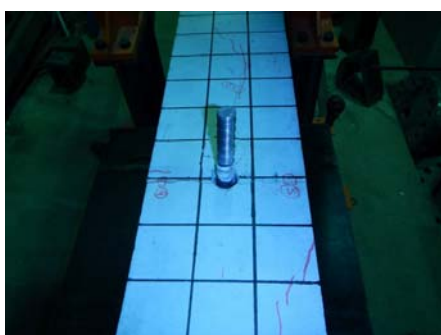


上面

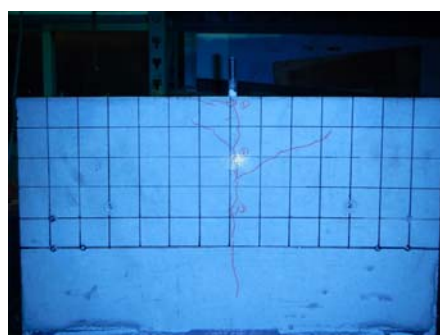


側面

【B-30-75-R 試験体】 コーン状破壊



上面

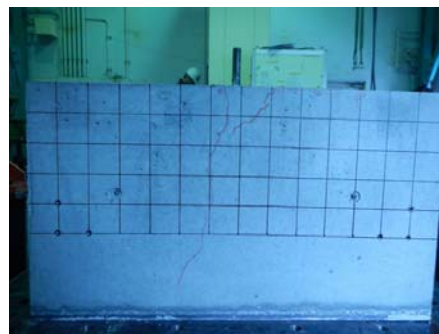


側面

【H-60-75-R 試験体】 コーン状破壊

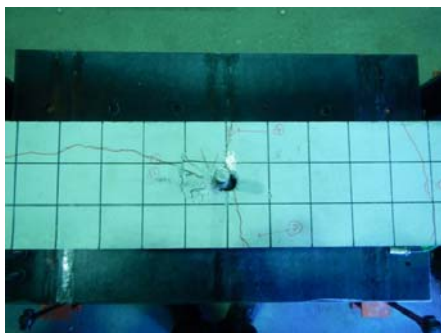


上面

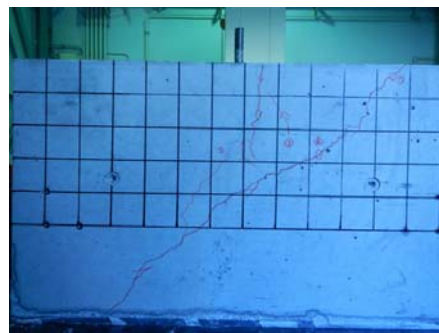


側面

【B-60-75-R 試験体】 コーン状破壊



上面



側面

【H-0-350 試験体】 アンカーボルト破断



上面

【H-30-350 試験体】 アンカーボルト破断



上面

【B-30-350 試験体】 アンカーボルト破断



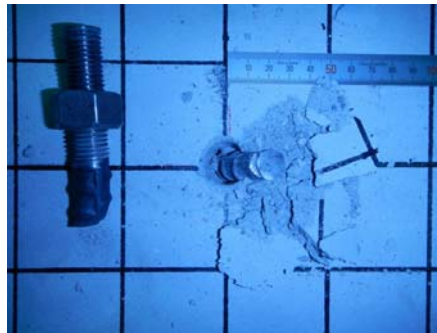
上面

【H-60-350 試験体】 アンカーボルト破断



上面

【B-60-350 試験体】 アンカーボルト破断

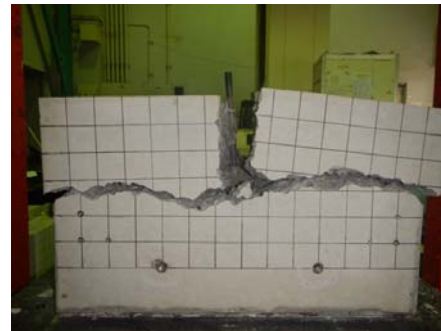


上面

【H-0-200 試験体】 コーン状破壊



上面



側面

【B-0-200 試験体】 付着割裂破壊



上面

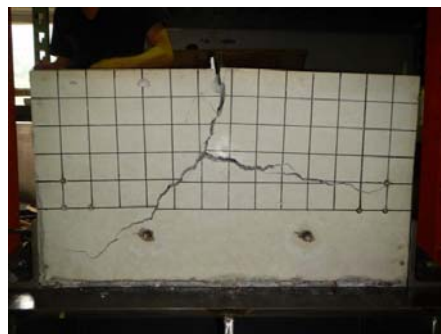


側面

【H-30-200 試験体】 コーン状破壊



上面



側面

【B-30-200 試験体】 コーン状破壊



上面



側面

【H-60-200 試験体】 コーン状破壊



上面

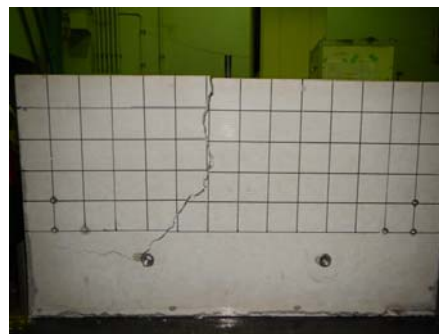


側面

【B-60-200 試験体】 コーン状破壊



上面

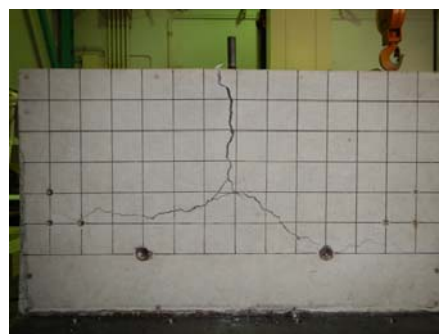


側面

【H-0-75 試験体】 コーン状破壊

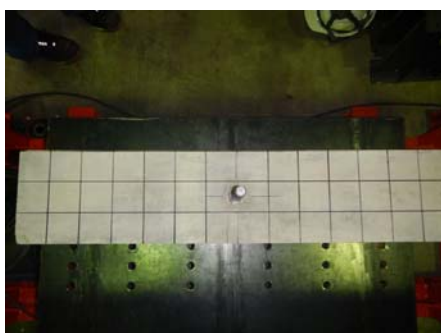


上面



側面

【B-0-75 試験体】 付着割裂破壊



上面



側面

【H-30-75 試験体】 コーン状破壊



上面



側面

【B-30-75 試験体】 コーン状破壊



上面



側面

【H-60-75 試験体】 コーン状破壊



上面

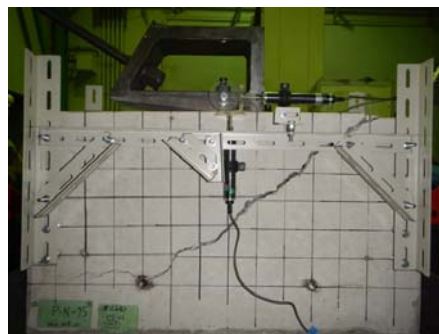


側面

【B-60-75 試験体】 コーン状破壊



上面



側面